



Titre: Étude numérique de l'essai au cône effilé instrumenté dans les
Title: argiles Champlain

Auteur: Ghassan Abou-Samra
Author:

Date: 2011

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Abou-Samra, G. (2011). Étude numérique de l'essai au cône effilé instrumenté
Citation: dans les argiles Champlain [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal].
PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/748/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/748/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Vincenzo Silvestri, & Adolfo Foriero
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE NUMÉRIQUE DE L'ESSAI AU CÔNE EFFILÉ INSTRUMENTÉ DANS LES
ARGILES CHAMPLAIN

GHASSAN ABOU-SAMRA

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (PH.D.)

(GÉNIE CIVIL)

SEPTEMBRE 2011

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

ÉTUDE NUMÉRIQUE DE L'ESSAI AU CÔNE EFFILÉ INSTRUMENTÉ DANS LES
ARGILES CHAMPLAIN

présentée par : ABOU-SAMRA Ghassan

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. LECLERC Guy, Ph.D., président

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. FORIERO Adolfo, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. LAFLEUR Jean, Ph.D., membre

M. KARRAY BENHASSEN Mourad, Ph.D., membre

À mes enfants, Eva et Nancy Abou-Samra

REMERCIEMENTS

Je veux souligner et remercier d'une manière toute particulière le dévouement et la générosité de Monsieur Vincenzo Silvestri, Professeur à l'École Polytechnique de Montréal et directeur de cette recherche qui m'a témoigné de sa confiance. Ce travail n'existerait pas sans son aide scientifique, financière et sa bienveillance. Son encadrement, son expertise sur les thèmes de cet ouvrage et sa mise à ma disposition de tous les moyens nécessaires au bon déroulement de cette thèse furent grandement appréciés. Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance et mon profond respect.

Je remercie également Monsieur Adolfo Foriero, Professeur à l'Université Laval et codirecteur de cette thèse pour sa collaboration active et son soutien constant. Ses précieux conseils et son savoir faire de calcul numérique m'ont soutenu à aborder beaucoup de problèmes et ont rendu possible l'élaboration de ce document.

Je remercie chaleureusement monsieur Jean Lafleur, Professeur à l'École Polytechnique de Montréal pour l'examen de cette thèse et pour son soutien continu durant des années d'études. C'était une expérience fructueuse de travailler à titre d'associé de recherche, sous sa direction. Je lui exprime ma plus vive reconnaissance.

Je tiens à remercier monsieur Mourad Karray Benhassen, Professeur à l'Université de Sherbrooke pour l'examen de ce travail et pour sa disponibilité.

Monsieur Guy Leclerc, Professeur à l'École Polytechnique de Montréal, m'a fait l'honneur d'être le président de mon jury. Je l'en remercie vivement.

Je remercie le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG) pour avoir financé mes recherches.

RÉSUMÉ

Une nouvelle sonde conique, tronquée et légèrement effilée, appelée cône effilé instrumenté (ISC) est étudiée dans la présente thèse. L'essai au cône effilé instrumenté (ISCT) consiste à pousser continuellement le cône effilé instrumenté (ISC) à une vitesse constante de 2 cm/s dans un trou pilote pré-foré. Plusieurs mesures comme la pression interstitielle, la contrainte latérale totale appliquée sur le fût du cône et la force motrice appliquée sur ce cône lors de son insertion peuvent être enregistrées. La résistance au cisaillement non drainé S_u peut être déduite à partir d'une méthode de détermination appropriée.

Des simulations axisymétriques ont été effectuées en utilisant la méthode des éléments finis afin de modéliser le processus de pénétration profond (PPP) du ISC. Deux prototypes du cône effilé instrumenté ont été étudiés dans cette thèse : le cône effilé numéro 1 (ISC-1) et le cône effilé numéro 2 (ISC-2). Le site étudié est celui de Mascouche qui est un dépôt argileux représentatif des argiles naturelles raides de la mer Champlain.

Il a été présumé que l'essai ISCT a l'avantage de combiner l'essai pressiométrique (c.-à.-d., réalisé par un pressiomètre autoforeur et noté par la suite SBPM) à celui du piézocône puisque la pénétration continue de ce cône dans un sol cohérent produit une expansion quasi pressiométrique. La pertinence de cette hypothèse a été le sujet de cette étude.

Dans des conditions axisymétriques, des études paramétriques ont été menées afin d'étudier l'influence de l'adhésion sur les résultats escomptés des essais réalisés avec le cône 1 (ISCT-1) et le cône 2 (ISCT-2). Le sol modélisé est supposé élastique-parfaitement plastique et dans des conditions non drainées. Dans un sol pesant et non pesant, les courbes des pressions de contact (*CPRESS*) versus les profondeurs de fonçage des cônes (1 et 2) sont prédites. Les diagrammes quasi pressiométriques (\ln (pression radiale) versus la déformation volumétrique), ainsi que les courbes forces de fonçage versus la profondeur de fonçage du cône (D), pour différentes contraintes d'adhésion, ont été déterminées.

Les simulations de l'essai ISCT-1 ont permis de conclure que :

Le capteur Cap-4 situé près de la rive supérieure du cône-1 est mal implanté car : i) il est sensible à la variation de la contrainte d'adhésion, et ii) à partir d'une certaine profondeur D , la pression

de contact (*CPRESS*) prédite par le capteur de rive Cap-4 peut devenir inférieure à la *CPRESS* prédite par son capteur voisin Cap-3 qui a une déformation volumique inférieure à celle du Cap-4, ce qui est contradictoire à la théorie d'expansion cylindrique.

L'effet de la variation du module d'élasticité de Young (E) sur les *CPRESS* prédites dans l'essai ISCT-1 a été mis en évidence : l'augmentation de la valeur de E causera une augmentation du confinement du cône qui se traduit par une croissance directe des *CPRESS* entre la surface latérale de la sonde rigide et le sol.

Les simulations de l'essai ISCT-2 ont permis de déterminer les pressions totales prédites en fonction de l'adhésion. Il a été trouvé que :

- i) Les pressions de contact sont quasi indépendantes de l'adhésion,
- ii) Les capteurs 1, 2 et 3 sont implantés à l'intérieur d'une zone d'égales pressions, et doivent être remplacés par un capteur unique, et
- iii) Les chevauchement des courbes *CPRESS-D* disparaît. Cette anomalie qui existait avec le cône-1, a été corrigée ici, grâce à l'augmentation de l'élancement du cône et de la distance qui sépare le capteur supérieur de l'extrémité aval du fût du cône.

Les courbes quasi pressiométriques (\ln (pression radiale) versus la déformation volumétrique) déterminées à partir des simulations des essais ISCT-1 et ISCT-2 ne présentent pas une partie droite pour pouvoir calculer la résistance au cisaillement non drainé S_u . L'allure des courbes quasi pressiométriques ne permet pas une détermination précise et unique de la résistance au cisaillement non drainé (S_u).

L'étude de l'effet de la vitesse de pénétration de l'ISC-2 a été menée en adoptant un modèle constitutif dépendant du temps qui sera utilisé pour simuler le processus de pénétration du ISC-2 dans un sol non drainé. Cet effet a été étudié en imposant au ISC différentes valeurs constantes de vitesse de fonçage. Il a été trouvé que la vitesse de fonçage de 2 cm/s avec laquelle est réalisé l'essai ISCT-2 semble être adéquate. Par contre, les vitesses de fonçages supérieures à 2 cm/s peuvent surestimer les pressions de contact ; c'est la raison pour laquelle les vitesses de fonçages supérieures à 2 cm/s sont déconseillées.

Une analyse par éléments finis en trois dimensions a été menée dans le but de juger la fiabilité de l'essai ISCT-1. La pénétration profonde du cône ISC-1 incliné d'un degré a été simulée dans un sol homogène dans des conditions non drainées. Pour un même niveau de déformation, un capteur peut être implanté à gauche (Cap-1_g, Cap-2_g, Cap-w_g, Cap-3_g et Cap-4_g) ou à droite (Cap-1_d, Cap-2_d, Cap-w_d, Cap-3_d et Cap-4_d) par symétrie autour de l'axe du cône respectivement. Tous ces capteurs sont situés dans un même plan de rotation vertical. Les courbes de pression de contact $CPRESS(Cap-1_g)$, $CPRESS(Cap-1_d)$, $CPRESS(Cap-2_g)$, $CPRESS(Cap-2_d)$, $CPRESS(Cap-w_g)$, $CPRESS(Cap-w_d)$, $CPRESS(Cap-3_g)$, $CPRESS(Cap-3_d)$, $CPRESS(Cap-4_g)$ et $CPRESS(Cap-4_d)$ versus profondeur de fonçage D ont été déterminées. Il a été trouvé que l'essai est hautement sensible à un défaut de verticalité de la sonde. Ainsi, pour une profondeur de fonçage du ISC-1 d'un mètre, les différences entre les pressions de contact prédites par les capteurs des deux côtés sont les suivantes : $CPRESS(Cap-1_g) - CPRESS(Cap-1_d) = 334$ kPa, $CPRESS(Cap-2_g) - CPRESS(Cap-2_d) = 368$ kPa, $CPRESS(Cap-w_g) - CPRESS(Cap-w_d) = 334.4$, $CPRESS(Cap-3_g) - CPRESS(Cap-3_d) = 411$ kPa et $CPRESS(Cap-4_g) - CPRESS(Cap-4_d) = 424$ kPa.

Il est recommandé de compléter l'analyse de l'essai au cône effilé instrumenté en étudiant : 1) l'effet de l'anisotropie de la résistance au cisaillement non drainé, 2) le cas où la résistance au cisaillement non drainé (S_u) et le module d'Young non drainé (E_u) augmentent avec la profondeur du sol, 3) l'effet du remaniement du trou pilote, 4) l'effet de la variation de la température du sol sur les essais ISCT, 5) l'effet du couplage des contraintes effectives aux pressions interstitielles, c.-à.-d., simuler l'essai ISCT en supposant que le comportement mécanique du sol obéit par exemple au modèle du Cam clay modifié, et 6) l'effet de la profondeur du trou pilote, car ceci permettrait d'avoir une idée claire et précise du mode de fermeture éventuel du trou pilote. Enfin, il est recommandé de développer une méthode de correction des pressions de contact dans le cas d'un fonçage avec une sonde légèrement inclinée.

À la lumière des résultats obtenus dans cette thèse, des directives pour la construction d'une nouvelle sonde (modifiée à partir du cône effilé numéro 1) sont données. Ces modifications comprennent : 1) un changement de la forme géométrique du cône numéro 1, 2) l'ajout d'un cinquième capteur de pression totale, et 3) une nouvelle distribution des capteurs de pression totale.

ABSTRACT

A new truncated and slightly tapered probe called instrumented scarp cone (ISC) is studied in this thesis. The instrumented sharp cone test is performed by pushing continually this probe at a constant rate of 2 cm/s in a pre-bored pilot hole. When the cone is inserted, several measures such as pore pressure, total lateral stress, and driving force can be registered. An appropriate method allows determination of undrained shear strength (S_u).

Axisymmetric simulations were performed using the finite element method in order to model the process of deep penetration (PPP) of the ISC. Two prototypes of the instrumented sharp cone have been studied in this thesis: the sharp cone number 1 (ISC-1) and the sharp cone number 2 (ISC-2). The studied site is that of Mascouche, which is a clay deposit representing the stiff natural clays of the Champlain Sea.

It was assumed that the test has the advantage of combining the pressuremeter test (i.e., performed with a self-boring pressuremeter and noted later SBPM) to that of piezocone as the continued penetration of this cone in a cohesive soil almost produces a pressuremetric expansion. The relevance of this hypothesis has been the subject of this study.

In axisymmetric conditions, parametric analyses were conducted in order to determine the influence of the adhesion on the expected results of the tests performed with the sharp cone number 1 (ISCT-1) and the sharp cone number 2 (ISCT-2). The undrained soil is assumed to behave as an elastic-perfectly plastic material. For a weighty and weightless soil, the contact pressures (CPRESS) versus depth of penetration (D) curves of the cones (1 and 2) are predicted. The quasi-pressuremetric curves (i.e. $\ln(\text{radial pressure})$ versus volumetric strain) and the driving force versus D curves were determined for several values of adhesion.

On the basis of the ISCT-1's simulations results reported in this thesis, the following main conclusions are drawn:

The fourth sensor Cap-4 is poorly implemented in the instrumented sharp cone number 1 because: i) it is sensitive to change in adhesion and ii) from a certain depth D, the CPRESS predicted by Cap-4 could become lower than the CPRESS predicted by its nearby sensor Cap-3

that has a volumetric strain lower than Cap-4's volumetric strain, which is contradictory to the theory of expansion of the cylindrical cavity.

The effect of the variation of Young's modulus (E) on predicted contact pressures was identified: increasing the value of E will cause an increase in the confinement of the cone and in the contact pressures directly applied to the cone.

Simulations of ISCT-2 permitted to predict contact pressures between the cone number 2 and the surrounding soil in terms of adhesion. It was found that:

- i) The contact pressure is independent of adhesion.
- ii) The sensors 1, 2, and 3 are located within an equal pressure area, and thus must be replaced by a single sensor, and
- iii) The overlapping of curves CPRESS-D disappears. This anomaly that existed with the cone-1, has been corrected here because of increasing the cone slenderness and the distance between sensor 5 and the downstream end of the shaft of the cone.

The quasi-pressuremetric curves ($\ln(\text{radial pressure versus volumetric strain})$) determined from ISCT-1 and ISCT-2 simulations do not have a constant shape permitting computation of the undrained shear strength.

The study of the effect of the rate of penetration of the ISC-2 was carried out by adopting a rate-dependent material which was used to simulate the process of penetration of the ISC-2 in an undrained soil. This effect was investigated by imposing to the cone different values of constant penetration speed. It was found that the penetration speed of 2 cm/s at with the ISCT-2 test is performed appears to be adequate. As a consequence, penetration speeds in excess of 2 cm/s may overestimate the contact pressures, that's why penetration speeds greater than 2 cm/s are not recommended.

A three dimensional finite element analysis was conducted in order to judge the reliability of the test ISCT-1. The deep penetration of the slightly inclined cone ISC-1 was simulated in a homogeneous soil in undrained conditions. For a given level of deformation, a gage can be implanted on the left (Cap-1_g, Cap-2_g, Cap-w_g, Cap-3_g et Cap-4_g) or on the right (Cap-1_d, Cap-2_d,

Cap- w_d , Cap-3 $_d$ et Cap-4 $_d$) respectively by symmetry around the axis of the cone. All these sensors are located in the same vertical plane of rotation. The curves of the contact pressure $CPRESS(Cap-1_g)$, $CPRESS(Cap-1_d)$, $CPRESS(Cap-2_g)$, $CPRESS(Cap-2_d)$, $CPRESS(Cap-w_g)$, $CPRESS(Cap-w_d)$, $CPRESS(Cap-3_g)$, $CPRESS(Cap-3_d)$, $CPRESS(Cap-4_g)$ and $CPRESS(Cap-4_d)$ versus the penetration depth D were determined. It was found that the test is highly sensitive to a lack of verticality of the probe. Thus, for one meter of penetration depth of the ISC-1, the differences between the contact pressures predicted by the gages on both sides are: $CPRESS(Cap-1_g) - CPRESS(Cap-1_d) = 334$ kPa, $CPRESS(Cap-2_g) - CPRESS(Cap-2_d) = 368$ kPa, $CPRESS(Cap-w_g) - CPRESS(Cap-w_d) = 334.4$, $CPRESS(Cap-3_g) - CPRESS(Cap-3_d) = 411$ kPa et $CPRESS(Cap-4_g) - CPRESS(Cap-4_d) = 424$ kPa.

It is recommended to complete the analysis of the instrumented sharp cone test by examining: 1) the effect of anisotropy of the undrained shear strength (S_u), 2) the case when S_u and the undrained Young's modulus (E_u) increase with depth, 3) the effect of remoulding the pilot hole, 4) the effect of changes in soil temperature on the ISCT, 5) the effect of coupling pore pressure to effective stress, *e.g.*, modelling the ISCT assuming that the mechanical behaviour of the soil obeys the modified Cam clay model, , and 6) the effect of the depth of the pilot hole, as this permits to have a clear idea about any potential collapse of the pilot hole. Finally it is recommended to provide a correction method of contact pressures in the case of penetration of the inclined cone.

In light of the results obtained in this thesis, guidelines for the construction of a new probe (modified from the sharp cone number 1) are given. These changes include: 1) changing the geometry of the cone number 1, 2) adding a fifth total pressure gage, and 3) a new distribution of total pressure gages.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	III
REMERCIEMENTS.....	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	XI
LISTE DES TABLEAUX	XXI
LISTE DES FIGURES.....	XXII
LISTE DES SIGLES ET DES ABRÉVIATIONS.....	XLVI
LISTE DES ANNEXES	LIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Introduction	1
1.2 Objectifs de la recherche	1
1.3 Organisation des divers chapitres.....	2
CHAPITRE 2 SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES ESSAIS IN-SITU ET LE COMPORTEMENT DES ARGILES	4
2.1 Comportement dépendant du taux de déformation.....	4
2.2 Effets de la température sur le comportement des sols	8

2.3	La méthode d'expansion des cavités.....	9
2.4	Essai au pressiomètre.....	16
2.4.1	Historique et but de l'essai	16
2.4.2	Contraintes et déformations dans un sol induites par l'expansion d'une cavité cylindrique.....	21
2.5	Détermination de la résistance au cisaillement non drainé d'une argile à partir d'un essai pressiométrique	26
2.5.1	Approche de Gibson et Anderson (1961).....	27
2.5.2	Approche de Baguelin <i>et al.</i> (1972)	34
2.5.3	Approche de Ladanyi (1972).....	40
2.5.4	Approche de Palmer (1972)	51
2.6	Effets du taux de déformation lors de l'essai au pressiomètre autoforeur dans un milieu cohérent	56
2.7	Effets du remaniement lors de l'essai pressiométrique dans les argiles.....	61
2.8	Évaluation de l'essai au pressiomètre autoforeur dans les argiles sensibles.	72
2.9	Interprétation des essais pressiométriques dans le sable.....	72
2.10	Recherches précédemment effectuées sur le pressiomètre	73
2.11	Le Dilatomètre	74
2.12	L'essai de pénétration au cône statique (CPT).....	77
2.12.1	Historique et but de l'essai	77
2.12.2	Introduction	78
2.12.3	Classification du sol à partir de l'essai CPT	79
2.12.4	Interprétation des données de l'essai CPT/CPTU dans l'argile	81
2.12.4.1	Résistance au cisaillement non drainé S_u	81
2.12.4.2	Module d'Young non drainé	82
2.12.5	Interprétation des données de l'essai CPT/CPTU dans les sables	83

2.12.5.1	Corrélations entre l'angle de frottement interne et la résistance du cône.	83
2.12.5.2	Le module d'Young drainé	85
2.13	Essai au cône effilé instrumenté (ISCT)	85
2.13.1	But de l'essai ISCT	85
2.13.2	Historique de l'essai et évolution de la sonde ISC	86
2.13.2.1	Le cône effilé.....	86
2.13.2.2	Le cône effilé instrumenté.....	88
2.13.2.3	Prototype initial du cône effilé (ISC _{ini})	88
2.13.2.3.1	Résultats obtenus à partir de l'essai ISCT _{ini}	93
2.13.2.4	Cône effilé instrumenté ISC _{4-cap}	100
2.13.2.4.1	Résultats obtenus de l'essai ISCT _{4-cap}	100
2.13.2.5	Analyse théorique de l'essai ISCT	101
2.13.2.6	Cônes effilés instrumentés ISC-1 et ISC-2	104
2.13.3	ISCT-1 et ISCT-2 : Résultats et problèmes d'interprétations	107
2.13.3.1	Effet du déchargement	112
2.13.4	Les courbes pressiométriques déduites à partir de l'essai ISCT	119
2.14	Conclusion et justification de l'étude	123
CHAPITRE 3	ÉLÉMENTS FINIS ET MODÈLES CONSTITUTIFS	125
3.1	Formulation de la méthode des éléments finis.....	125
3.2	Le code numérique ABAQUS	127
3.3	Le modèle élastique-parfaitement plastique de von Mises	128
3.4	Maillage adaptatif	131
3.5	Formulation dans le domaine des grandes déformations	134
CHAPITRE 4	INTERACTION CÔNE-ARGILE.....	138
4.1	Formulation de contact dans Abaqus/Standard.....	139

4.1.1	Glissement fini entre un corps rigide et un corps déformable.....	139
4.2	Les méthodes d'application de la contrainte de pression de contact dans Abaqus/Standard.....	145
4.2.1	La méthode de pénalisation.....	145
4.3	Algorithme de contact dans Abaqus/Standard.....	148
4.4	Comportement normal aux surfaces en interaction et relation pression-distance normale de contact	149
4.5	Comportement tangentiel aux surfaces en interaction - le frottement coulombien.....	150
4.5.1.1	Contrainte de cisaillement limite.....	152
 CHAPITRE 5 ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS DE L'ESSAI ISCT DANS DES CONDITIONS NON DRAINÉES ET AXISYMETRIQUES		154
5.1	Travaux numériques antérieurs	154
5.2	Objectifs des simulations	155
5.3	Propriétés mécaniques du sol élasto-plastique	156
5.4	L'interaction cône-sol	163
5.5	Caractéristiques des simulations de l'ISCT-1	165
5.6	ISC-1 soumis à différentes contraintes d'adhérence dans le cas d'un sol pesant.....	167
5.6.1	ISCT-1 avec une adhérence supérieure	167
5.6.1.1	Conditions de modélisation.....	167
5.6.1.2	La procédure de résolution.....	168
5.6.1.3	Le modèle d'Abaqus/Standard.....	169
5.6.1.3.1	Le modèle géométrique.....	169
5.6.1.3.2	L'étape de la solution	175
5.6.1.3.3	Déplacements et conditions aux frontières imposés - charges appliquées.....	175
5.6.1.3.4	Techniques de maillage, type d'éléments, et densité de maillage.....	178

5.6.1.3.5	Continuation de l'analyse avec un nouveau maillage	180
5.6.1.4	Résultat de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).	186
5.6.1.4.1	Contraintes et déformations équivalentes	186
5.6.1.4.2	Les pressions totales prédites par les capteurs	200
5.6.1.4.3	Déformation du trou pilote	205
5.6.2	Contrainte d'adhérence équivalente à une fraction de la résistance au cisaillement non drainé.....	214
5.6.2.1	Résultat de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).	214
5.6.2.1.1	Les pressions totales prédites par les capteurs	219
5.6.2.2	Résultat de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).	220
5.6.2.2.1	Les pressions totales prédites par les capteurs	223
5.6.3	ISCT-1 avec une interaction parfaitement lisse	224
5.6.3.1	Résultat de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).	224
5.6.3.1.1	Les pressions totales prédites par les capteurs	228
5.6.4	Substitution de la contrainte radiale par la pression de contact	229
5.6.5	Effet de la variation de l'adhérence sur l'essai ISCT-1	231
5.6.5.1	Effet de la variation de l'adhérence sur les pressions totales mesurées dans l'essai ISCT-1.....	231
5.6.5.1.1	Conclusion.....	236
5.6.5.2	Effet de la variation de la contrainte d'adhérence appliquée sur le fût du cône ISCT-1 sur la profondeur critique (DID)	236
5.6.5.3	Effet de la variation de la contrainte d'adhérence appliquée sur le fût du cône ISCT-1 sur la force de fôçage	237
5.6.6	Effet de la variation du module d'élasticité de Young sur les pressions totales mesurées dans l'essai ISCT-1	238
5.6.6.1	Résultat de la simulation Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).	238

5.7	ISC-1 soumis à différentes contraintes d'adhérence dans le cas d'un sol non pesant.....	243
5.7.1	ISCT-1 avec une adhérence supérieure.....	243
5.7.1.1	Résultats de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).	243
5.7.1.1.1	Contraintes et déformations équivalentes	243
5.7.1.1.2	Les pressions totales prédites par les capteurs	247
5.7.2	ISCT-1 dans un sol non pesant avec une interaction parfaitement lisse	249
5.7.2.1	Résultat de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).	249
5.7.2.1.1	Contraintes et déformations équivalentes	249
5.7.2.1.2	Les pressions totales prédites par les capteurs	252
5.7.2.2	Vérification de la frontière simulant l'infini	253
5.7.3	Effet de la variation de l'adhérence sur l'essai ISCT-1 (sol non pesant).....	257
5.7.3.1	Effet de la variation de l'adhérence sur les pressions totales mesurées dans l'essai ISCT-1.....	257
5.7.3.1.1	Conclusion.....	257
5.7.3.2	Effet de la variation de la contrainte d'adhérence appliquée sur le fût du cône ISCT-1 sur la force de fonçage	261
5.8	ISCT-1 : Effet du poids propre	262
5.8.1	Effet sur les pressions de contact prédites.....	262
5.8.1.1	Cas d'une adhérence supérieure.....	262
5.8.1.2	Cas d'une adhérence équivalente à une fraction de la résistance au cisaillement non drainé.	263
5.8.1.3	Cas d'une interface parfaitement lisse	266
5.8.1.4	Conclusion.....	266
5.8.2	Effet sur les forces de fonçages prédites	267
5.9	ISC-1 : Note sur la détermination de la contrainte de cisaillement non drainé et conclusion.....	268
5.9.1	Note sur la courbe dite pressiometrique CPRESS-Shaft.....	273

5.10	Modification du cône effilé numéro 1	276
-------------	---	------------

CHAPITRE 6 EFFET DE L'ADHÉRENCE ET DU TAUX DE DÉFORMATIONS

DU SOL SUR L'ESSAI ISCT-2	277
--	------------

6.1	Caractéristiques des simulations de l'ISCT-2	277
------------	---	------------

6.2	ISCT-2 avec une adhérence supérieure.....	277
------------	--	------------

6.2.1	Le modèle d'Abaqus/Standard.....	278
-------	----------------------------------	-----

6.2.1.1	Le modèle géométrique	278
---------	-----------------------------	-----

6.2.1.2	L'étape de la solution	282
---------	------------------------------	-----

6.2.1.3	Déplacements et conditions aux frontières imposés - charges appliquées.....	282
---------	---	-----

6.2.1.4	Techniques de maillage, type d'éléments, et densité de maillage.....	282
---------	--	-----

6.2.2	Résultat de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant)	284
-------	--	-----

6.3	ISC-2 : Effet de la variation de l'adhérence sur les pressions totales mesurées et conclusion sur l'implantation des capteurs.....	288
------------	---	------------

6.3.1	Une zone d'égales pressions	288
-------	-----------------------------------	-----

6.3.2	Disparition du DIP et correction du comportement du capteur de rive	289
-------	---	-----

6.3.3	Des pressions de contact quasi indépendantes de l'adhérence.....	289
-------	--	-----

6.4	ISC-2 : Pressions de contact versus déformations volumétriques	299
------------	---	------------

6.4.1	Fonçage superficiel	299
-------	---------------------------	-----

6.4.2	Fonçage profond.....	300
-------	----------------------	-----

6.4.3	Conclusion.....	300
-------	-----------------	-----

6.5	Effet de la vitesse de fonçage du cône effilé numéro 2	302
------------	---	------------

6.5.1	Introduction	302
-------	--------------------	-----

6.5.2	Position du problème-Taux de déformations dans un essai ISCT	303
-------	--	-----

6.5.3	Objectif et description des simulations	305
-------	---	-----

6.5.4	Modèle de résistance dépendant du taux de déformation	307
-------	---	-----

6.5.5	Modèle d'éléments finis	309
-------	-------------------------------	-----

6.5.6	Résultats des simulations et conclusions.....	310
-------	---	-----

CHAPITRE 7 FIABILITÉ DE L'ESSAI ISCT : ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS

EN 3D	320
7.1	Position du problème et objectif des simulations	320
7.2	Formulation par éléments finis d'une analyse dynamique.....	321
7.3	Les procédures dynamiques intégrées dans Abaqus.....	322
7.4	Abaqus/Explicit: Algorithme de calcul	324
7.5	Abaqus/Explicit : Incrémentation automatique du temps et stabilité.....	326
7.5.1	Stabilité conditionnelle de la méthode explicite	326
7.5.1.1	Définition de la limite de stabilité	327
7.5.1.2	Effet du maillage sur la limite de stabilité.....	329
7.5.1.3	Effet du matériau sur la limite de stabilité	329
7.6	Maillage adaptatif ALE dans Abaqus/Explicit.....	330
7.6.1	Généralités.....	330
7.6.2	Maillage adaptatif ALE et remappage dans Abaqus/Explicit	330
7.6.3	Regularisation du volume.....	332
7.6.4	Advection des variables solution au nouveau maillage	333
7.6.5	Advection du second ordre des variables d'élément	334
7.6.6	Advection du momentum	335
7.7	L'approche de localisation dans Abaqus/Explicit	336
7.8	Interaction de type contact général	338
7.8.1	La méthode d'application de la contrainte	339
7.8.2	La pondération de la surface de contact	339
7.8.3	Formulation de glissement	340
7.9	Analyse quasi-statique avec Abaqus/Explicit	341

7.10	Travaux numériques antérieurs basés sur l'approche dynamique explicite	342
7.11	Justification de l'utilisation de la procédure dynamique explicite	343
7.12	Simulation de l'essai ISCT avec une sonde inclinée sous chargement quasi statique	345
7.12.1	Le modèle d'Abaqus/Explicit.....	345
7.12.1.1	Les modèles constitutifs du sol et de la sonde	345
7.12.1.2	L'assemblage tridimensionnel cône-sol	345
7.12.1.3	Les étapes de l'analyse et la technique de résolution adoptée	350
7.12.1.3.1	Étape 1 : Extraction de la fréquence fondamentale	350
7.12.1.3.2	Étape 2 : Inclinaison de la sonde	351
7.12.1.3.3	Étape 3 : Pénétration profonde de la sonde inclinée.....	351
7.12.1.4	L'interaction sonde-sol.....	352
7.12.1.5	Le maillage.....	352
7.12.1.6	Déplacements et conditions aux frontières imposés - charges appliquées.....	352
7.12.2	Résultats de la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant)	356
7.12.2.1	Les contraintes de Mises	356
7.12.2.2	Les profils de pressions de contact prédites	358
7.12.2.2.1	Conclusions et discussions des résultats.....	359
7.12.2.3	Validation et discussion de l'analyse quasi statique - Bilan énergétique.....	364
7.12.3	Remarques	371
 CHAPITRE 8 SYNTHÈSE SUR L'ESSAI AU CÔNE EFFILÉ INSTRUMENTÉ, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		372
8.1	Récapitulation et conclusions	372
8.2	Évaluation des cônes effilés numéros 1 et 2	376
8.3	Recommandations pour travaux futurs	377
 BIBLIOGRAPHIE		382

ANNEXES394

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Déformations volumiques imposées aux trois capteurs du cône ISC _{ini}	88
Tableau 2-2 : Prototypes du cône effilé instrumenté (Longtin, 2003).....	107
Tableau 5-1 : Propriétés mécaniques de l'argile de Mascouche.	163
Tableau 5-2 : Contrôle du maillage initial du sol; nombre des éléments et des nœuds.	179
Tableau 5-3 : Tableau comparatif des propriétés mécaniques de model elastique - parfaitement plastique dans le cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).	239
Tableau 5-4 : Caractéristiques géométriques du cône effilé numéro 1.	270
Tableau 6-1 : Contrôle du maillage initial du sol; nombre des éléments et des nœuds. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).	283
Tableau 6-2 : taux de déformation horizontale pour un angle d'effilement de deux degré versus vitesse de fonçage. Cas des déformations planes.	305
Tableau 6-3 : valeurs du ratio $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$ pour différents capteurs et différentes vitesses de fonçages du cône.	311
Tableau 8-1 : Variabilité des pressions de contact des capteurs du ISC-1.....	373
Tableau 8-2 : Comparaisons des propriétés des cônes effilés numéros 1 et 2.	377

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Essais triaxiaux statiques et dynamiques non consolidés et non drainés pour des argiles saturées (Das, 1993).	5
Figure 2-2 : Contraintes déviatoriques en fonction des taux de déformations, obtenus à partir des essais triaxiaux à hautes vitesses pour les sols humides argileux. (Yong et Japp, 1968).	6
Figure 2-3 : Effet de la vitesse de déformation sur la résistance de l'argile de Saint-Vallier (Lo et Morin, 1972).	7
Figure 2-4 : Variation de la courbe d'état limite de l'argile de Berthierville avec la vitesse de déformation (Boudali 1995).	8
Figure 2-5 : Variation de la courbe d'état limite de l'argile de Berthierville avec la température (Boudali, 1995).	9
Figure 2-6 : Expansion d'une cavité dans une masse de sol infini (Vesic, 1972).	12
Figure 2-7 : Forme de rupture adoptée sous la base du pieu (Vesic, 1977).	14
Figure 2-8 : Pressiomètre autoforeur de Cambridge (Hammouche, 1995).	17
Figure 2-9 : Les détails principaux du pressiomètre autoforeur (Wroth et Hughes 1973).	18
Figure 2-10 : Dispositif à trousse coupante (Benoît <i>et al.</i> 1995).	19
Figure 2-11 : Pressiomètre à déplacement total (Withers <i>et al.</i> 1986).	20
Figure 2-12: Pressiomètre "Push-in" (Henderson <i>et al.</i> 1980).	21
Figure 2-13 : État initial d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (Baguelin <i>et al.</i> , 1978). ..	22
Figure 2-14 : État initial et déformé des éléments dr et $rd\theta$ (Baguelin <i>et al.</i> , 1978).	24
Figure 2-15 : États initial et déformé d'un élément subissant une expansion cylindrique (Baguelin <i>et al.</i> , 1978).	25

Figure 2-16 : État des contraintes sur un élément déformé (Baguelin <i>et al.</i> , 1978).....	25
Figure 2-17 : Expansion d'une cavité cylindrique. Coordonnées de l'élément de volume (Baguelin <i>et al.</i> , 1972).....	35
Figure 2-18 : Courbe de cisaillement du sol (Baguelin <i>et al.</i> , 1972).	37
Figure 2-19 : Courbe pressiométrique et courbe élémentaire de cisaillement en petites déformations (Baguelin <i>et al.</i> , 1972).....	40
Figure 2-20 : Courbe contrainte-déformation assumée et réelle pour l'expansion d'une cavité cylindrique considérée comme un assemblage de cylindres (Ladanyi, 1972).	45
Figure 2-21 : Variation réelle et assumée de la résistance mobilisée q avec le rayon r et variation résultante de la contrainte radiale totale σ_r (Ladanyi, 1972).....	45
Figure 2-22 : Courbe de pression-expansion (Ladanyi, 1972).....	46
Figure 2-23 : Résultat d'un essai au pressiomètre dans l'argile de Leda (Ladanyi, 1972).	48
Figure 2-24 : Courbe pressiométrique idéale avec une échelle semi-logarithmique (Ladanyi, 1972).....	49
Figure 2-25 : Courbe contrainte-déformation non drainée déduite de la courbe pressiométrique (tirée de Ladanyi, 1972).	50
Figure 2-26 : États de référence et déformé de la cavité (Palmer, 1972).....	54
Figure 2-27 : Installation idéale: (a) courbe pressiométrique ; (b) courbe contrainte-déformation (Silvestri, 2004).....	63
Figure 2-28 : Remaniement dû à un trou sous-foré : (a) : courbe pressiométrique, (b) : courbes contrainte-déformation réelle et apparente (Silvestri, 2004).....	64
Figure 2-29 : Remaniement dû à un trou sur-foré : (a) courbe pressiométrique, (b) courbes contrainte-déformation réelle et apparente (Silvestri, 2004).....	68

Figure 2-30 : Phase de contraction : (a) courbe pressiométrique ; courbes contraintes-déformations (Silvestri, 2004).....	70
Figure 2-31 : Schéma du dilatomètre de Marchetti (tirée de Hamouche, 1995).....	76
Figure 2-32 : Schéma d'un cône électronique typique (de Ruiter, 1971).	78
Figure 2-33 : Profil pénétrométrique typique obtenu à partir d'un essai au cône statique ou piézocône.....	79
Figure 2-34 : Charte de classification suggérée par Douglas et Olsen (1981).	80
Figure 2-35 : Rapport de rigidité E_u/S_u en fonction du rapport de contrainte de cisaillement appliquée τ_n/S_u et de l'indice de plasticité I_p (adaptée de Ladd <i>et al.</i> , 1977).	82
Figure 2-36 : Rapport de rigidité $n = E_u/S_u$ en fonction du degré de surconsolidation OCR, pour $\tau_n/S_u = 1/3, 2/3$ (adaptée de Ladd <i>et al.</i> , 1977).....	83
Figure 2-37 : Corrélations entre la résistance en pointe du cône q_c , la contrainte verticale effective σ'_{vo} , et l'angle de frottement interne (Robertson et Campanella, 1983).	84
Figure 2-38 : Module d'Young drainé en fonction de la résistance du cône normalisée (Baldi <i>et al.</i> , 1989).	85
Figure 2-39 : Coupe schématique de l'essai au cône effilé SCT (Ladanyi et Sgaoula, 1992).....	87
Figure 2-40 : Prototype initial du cône effilé instrumenté (Mchayleh, 1994).....	90
Figure 2-41 : Premier prototype utilisé pour l'essai au cône effilé instrumenté ISC (Mchayleh, 1994).....	91
Figure 2-42 : Appareillage utilisé dans l'essai au cône effilé instrumenté (Mchayleh, 1994).....	92
Figure 2-43 : Essai au cône effilé instrumenté initial (ISCT _{ini-1}) sur l'argile de St-Hilaire; comparaison entre les pressions captées et les pressions initiales (Mchayleh, 1994).....	94

Figure 2-44 : Essai au cône effilé instrumenté initial (ISCT _{ini-2}) sur l'argile de St-Hilaire; comparaison entre les pressions captées et les pressions initiales (Mchayleh, 1994).	95
Figure 2-45 : Portions des courbes pressiometriques déduites de l'essai ISCT _{ini-1} pour sept niveaux différents de la couche d'argile de St-Hilaire (Mchayleh, 1994).	96
Figure 2-46 : Portions des courbes pressiométriques déduites de l'essai ISCT _{ini-2} pour sept niveaux différents de la couche d'argile de St-Hilaire (Mchayleh, 1994).	97
Figure 2-47 : Profil de la résistance au cisaillement non drainé S_u de l'argile de St-Hilaire déduit de l'essai ISCT _{ini-1} (Mchayleh, 1994).	98
Figure 2-48 : Profil de la résistance au cisaillement non drainé S_u de l'argile de St-Hilaire déduit de l'essai ISCT _{ini-2} (Mchayleh, 1994).	99
Figure 2-49 : Coupe schématique d'un essai au cône effilé instrumenté ISC _{4-cap} (Ladanyi <i>et al.</i> , 2000).	100
Figure 2-50 : Essai au cône effilé instrumenté ISCT(4cap.) sur l'argile de St-Hilaire; comparaison entre les pressions captées et les pressions initiales : (a) Septembre 1998 et (b) Octobre 1998 (Ladanyi <i>et al.</i> , 2000).	103
Figure 2-51 : Cône effilé instrumenté ISC-1.	104
Figure 2-52 : Représentation schématique du corps de la sonde # 1 (Longtin, 2003).	105
Figure 2-53 : Cône effilé instrumenté ISCT-2.	106
Figure 2-54 : Représentation schématique du corps de la sonde # 2 (Longtin, 2003).	106
Figure 2-55 : Profil de contraintes mobilisées lors de l'essai ISCT-2 sur le site de Mascouche (Longtin 2003).	109
Figure 2-56 : Courbe pressiométrique nette de l'essai ISCT-2 effectué à 4.75 m de profondeur sur le site de Mascouche (Longtin, 2003).	110

Figure 2-57 : Courbe d'expansion déduite des pressions mesurées par cinq capteurs de pression latérale. ISCT-2 effectué à 4.75 m de profondeur sur le site de Mascouche (Ladanyi et Longtin, 2005).....	111
Figure 2-58 : Courbes contrainte-déformation déduites à partir des essais ISCT et PMT, à des profondeurs comprises entre 4.0 et 5.0 m (Ladanyi et Longtin, 2005).	111
Figure 2-59 : Résultats des essais triaxiaux effectués sur des échantillons provenant du site Mascouche A (Silvestri et Abou-Samra, 2008).	112
Figure 2-60 : Données de l'essai au piézocone (CPTU) effectué sur Mascouche B (Silvestri et Abou-Samra, 2008).	114
Figure 2-61 : Comparaison entre les propriétés des sites expérimentaux Mascouche A et Mascouche B (Silvestri et Abou-Samra, 2008).....	115
Figure 2-62 : Les profils des paramètres de résistance déterminés à partir des essais ISCT réalisés sur le site de Mascouche A (adaptée de Longtin, 2003).	116
Figure 2-63 : Comparaison entre ISCT, PMT, et SBPMT à la même profondeur approximative. p , est la pression horizontale appliquée, S_u est la résistance au cisaillement non drainé, et γ est la déformation de cisaillement (Silvestri et Abou-Samra, 2008).....	118
Figure 2-64 : Simulation du chargement et déchargement du forage à une profondeur de 4.5 m (Silvestri et Abou-Samra, 2008).....	119
Figure 2-65 : Courbe pressiométrique schématique proposée par Gibson et Anderson (1961) avec les trois points obtenus par l'essai au cone ISC_{ini} (Mchayleh, 1994).....	121
Figure 2-66 : Courbe pressiométrique schématique dans le diagramme de Gibson et Anderson (1961) avec quatre points d'un essai ISCT (Ladanyi <i>et al.</i> , 2000).....	122
Figure 2-67 : Exemple de la détermination de S_u à partir des données du cône effilé instrumenté par cinq capteurs de pressions (Pelletier, 2004).	123
Figure 3-1 : Configuration d'un corps dans un repère cartésien fixe (Abu-Farsakh, 1997).	137

Figure 4-1 : La surface maîtresse peut pénétrer la surface esclave (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).....	138
Figure 4-2 : Géométrie de l'interface à surface rigide (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	140
Figure 4-3 : Comparaison entre le comportement linéaire et non linéaire de la relation pression-distance normale de contact (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).....	147
Figure 4-4 : Relation non linéaire de pénalisation entre la pression et la distance normale de contact (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).....	147
Figure 4-5 : Logique de contact dans Abaqus/Standard (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).....	149
Figure 4-6 : Relation pression-distance normale de contact utilisée par défaut dans Abaqus (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).	150
Figure 4-7 : Comportement de friction (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).....	152
Figure 4-8 : Régions de glissement pour le modèle de frottement avec une limite de la contrainte de cisaillement critique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).....	153
Figure 5-1 : Vraie contrainte versus déformation logarithmique totale en chargement unidirectionnel de l'argile de Mascouche. Cas d'un sol élastique - parfaitement plastique en conditions non drainées.	161
Figure 5-2 : Vraie contrainte versus déformation plastique en chargement unidirectionnel de l'argile de Mascouche. Cas d'un sol élastique - parfaitement plastique en conditions non drainées.	162
Figure 5-3 : Cône effilé instrumenté numéro 1 : r_0 , r_1 , r_2 , r_3 et r_4 désignent les rayons du forage; la distance de la pointe du cône au centre du capteur de pression est mesurée par x ; $\Delta V/V$ est la déformation volumique courante (Adaptée de Longtin 2003).	170

Figure 5-4 : Section verticale axisymétrique montrant la modélisation géométrique du cône numéro 1 avec la distribution des capteurs. Cap-1, Cap-2, Cap-3, et Cap-4 désignent respectivement les quatre capteurs de pressions totales. Cap-W désigne le capteur des pressions interstitielles.	171
Figure 5-5 : ISC-1 préinstallé au niveau de la surface du sol, et partition du sol avec les conditions aux frontières, à l'état initial.....	172
Figure 5-6 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, de la sonde maillée et préinstallée au niveau de la surface du sol maillé.	173
Figure 5-7 : Agrandissement de l'assemblage cône-sol à l'état initial.	174
Figure 5-8 : Courbe d'amplitude des charges de gravité appliquées simultanément sur la sonde et le sol.	177
Figure 5-9 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, du maillage du sol.....	180
Figure 5-10 : Courbe d'amplitude des charges de gravité appliquées simultanément sur la sonde et le sol. Cas du nouveau maillage.	183
Figure 5-11 : Représentation axisymétrique avec les conditions aux frontières, à l'état initial, de la sonde préinstallée à une profondeur de 5m . Cas du nouveau maillage.	184
Figure 5-12 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, du maillage du sol. Cas du nouveau maillage.	185
Figure 5-13 : Installation initiale de la sonde à une profondeur de 4.988m . Cas du nouveau maillage.	186
Figure 5-14 : Contours des contraintes de Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.15m et au temps $t = 207.8s$. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).....	190

- Figure 5-15 : Forme axisymétrique des contours des contraintes de Mises (S) prédites. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.15m et au temps $t = 207.8s$. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant)..... 191
- Figure 5-16 : Contrainte équivalente de von Mises (S) prédite versus profondeur de fonçage du cône (D), pour différentes profondeurs initiales (d) du trou pilote. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant)..... 192
- Figure 5-17 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (PEEQ). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.15m et au temps $t = 207.8s$. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant). 194
- Figure 5-18 : Déformation plastique équivalente prédite versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes profondeurs du trou pilote. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant)..... 195
- Figure 5-19 : Position du cône par rapport au plan horizontal situé initialement à une profondeur de 4.01 m. Assemblage correspondant à une profondeur de fonçage $D = 4.063$ m. Cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant). 196
- Figure 5-20 : Variation de la déformation plastique équivalente le long d'un plan horizontal situé à une profondeur de 4.090 m. Cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant). 197
- Figure 5-21 : Contours des contraintes radiales (S11), verticales (S22), tangentiels (S33), et de cisaillement (S12) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.063m et au temps $t = 203.2s$. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant). 199
- Figure 5-22 : Variation des contraintes le long d'un plan horizontal situé à une profondeur de - 4.090 m. Résultats correspondant à une profondeur de fonçage $D = 4.063$ m. Cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant). 200

Figure 5-23 : Contours des pressions de contact prédites (CPRESS), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (CSHEAR1). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.15 m et au temps $t = 207.8$ s. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).....201

Figure 5-24 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).....203

Figure 5-25 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Extrait des courbes de tendance linéaires dérivées de la première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).....203

Figure 5-26 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Première et deuxième phases de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).204

Figure 5-27 : Contour des pressions de contact CPRESS pour une profondeur de fonçage du cône $D = 8.97$ m. Deuxième phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).....205

Figure 5-28 : Présentation des lignes L-am et L-av définissant respectivement les tronçons amont et aval étudiés de la cavité pré-forée; configuration correspondante à une profondeur de fonçage (D) du cône de 4.15 m. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).206

Figure 5-29 : Évolution de l'expansion de la cavité interne due au fonçage du cône. Déplacements radiaux (U1) de la ligne amont L-av versus profondeur de fonçage du cône. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).209

Figure 5-30 : Vecteurs des déplacements radiaux (U1) de la ligne amont (L-av) de la cavité pré-forée. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage (D) du cône de 4.15 m.

Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).	210
Figure 5-31 : Agrandissement des vecteurs des déplacements radiaux (U1) de la ligne amont (L-av) de la cavité pré-forée. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage (D) du cône de 4.15 m. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).	211
Figure 5-32 : Déplacement radial (U1) versus profondeur du tronçon amont L-am. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de $D = 4.15$ m. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).	212
Figure 5-33 : Agrandissement des vecteurs des déplacements radiaux (U1) de la ligne avale (L-Av) de la cavité pré-forée. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage (D) du cône de 4.15 m. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).	213
Figure 5-34 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.16 m et au temps $t = 208.1$ s. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).	216
Figure 5-35 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (PEEQ) et zone totalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.16 m et au temps $t = 208.1$ s. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).	217
Figure 5-36 : Contours des contraintes radiales (S11), verticales (S22), tangentielles (S33), et de cisaillement (S12) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.16 m et au temps $t = 208.1$ s. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).	218
Figure 5-37 : Contours des pressions de contact prédites (CPRESS), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (CSHEAR1). Configuration correspondant à une	

profondeur de fonçage du cône de 4.16m et au temps $t = 208.1s$. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).....	219
Figure 5-38 : Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).	220
Figure 5-39 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.168m et au temps $t = 208.4s$. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).	221
Figure 5-40 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (PEEQ) et zone totalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.168m et au temps $t = 208.4s$. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).	221
Figure 5-41 : Contours des contraintes radiales (S11), verticales (S22), tangentielles (S33), et de cisaillement (S12) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.168m et au temps $t = 208.4s$. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).....	222
Figure 5-42 : Contours des pressions de contact prédites (CPRESS), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (CSHEARI). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.168m et au temps $t = 208.4s$. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).	223
Figure 5-43 : Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).	224
Figure 5-44 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.12m et au temps $t = 206.4s$. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).	225

Figure 5-45 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (PEEQ) et zone totalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.12 m et au temps $t = 206.4$ s. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant). .226

Figure 5-46 : Contours des contraintes radiales ($S11$), verticales ($S22$), tangentielles ($S33$), et de cisaillement ($S12$) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.12 m et au temps $t = 206.4$ s. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).....227

Figure 5-47 : Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).228

Figure 5-48 : Contours des pressions de contact prédites ($CPRESS$), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile ($CSHEAR1$). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.12 m et au temps $t = 206.4$ s. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).....229

Figure 5-49 : Distribution des pressions de contact et des contraintes radiales sur la surface latérale du cône effilé numéro 1 foncé à une profondeur $D = 7.78$ m. Cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).....230

Figure 5-50 : Comparaison des courbes pressions de contact ($CPRESS$) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (D) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.233

Figure 5-51 : Agrandissement des courbes pressions de contact ($CPRESS$) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (D) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.233

Figure 5-52 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur numéro 2 versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.234

Figure 5-53 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur Cap-w versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.234

Figure 5-54 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur 3 versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.....	235
Figure 5-55 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur 4 versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.....	235
Figure 5-56 : Comparaison des courbes forces de fonçages versus la profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.....	238
Figure 5-57 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur 1 versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).....	240
Figure 5-58 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur 2 versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).....	241
Figure 5-59 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur des pressions interstitielles versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).	241
Figure 5-60 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur 3 versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).....	242
Figure 5-61 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur 4 versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).....	242
Figure 5-62 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 3.556m et au temps $t = 177.8$ s . Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).	244

- Figure 5-63 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (*PEEQ*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage de 3.556m et au temps $t=177.8s$. Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).....245
- Figure 5-64 : Contours des contraintes radiales (*S11*), verticales (*S22*), tangentiels (*S33*), et de cisaillement (*S12*) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 3.556m et au temps $t=177.8s$. Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).....246
- Figure 5-65 : Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).247
- Figure 5-66 : Contours des pressions de contact prédites (*CPRESS*), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (*CSHEAR1*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 3.556m et au temps $t=177.8s$. Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).....248
- Figure 5-67 : Contours des contraintes de von Mises prédites (*S*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 5.48m et au temps $t=274.1s$. Cas de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).250
- Figure 5-68 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (*PEEQ*) et zone totalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 5.48m et au temps $t=274.1s$. Cas de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant)250
- Figure 5-69 : Contours des contraintes radiales (*S11*), verticales (*S22*), tangentiels (*S33*), et de cisaillement (*S12*) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 5.48m et au temps $t=274.1s$. Cas de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).....251
- Figure 5-70: Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la Simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).....252

Figure 5-71 : Contours des pressions de contact prédites (<i>CPRESS</i>), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (<i>CSHEARI</i>). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 5.48m et au temps $t = 274.1s$. Cas de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).....	253
Figure 5-72 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, du maillage du sol. Cas de la simulation Sim 5-10 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant, infini).	254
Figure 5-73 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant) et Sim 5-10 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant, infini).	255
Figure 5-74 : Profils des forces de fonçage prédites appliquées au point de référence du cône versus profondeur de fonçage. Cas des simulations Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant) et Sim 5-10 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant, infini).....	256
Figure 5-75 : Comparaison des courbes pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (D) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.	259
Figure 5-76 : Comparaison des courbes pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 2 versus profondeur de fonçage (D) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.	259
Figure 5-77 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur Cap-w versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.	260
Figure 5-78 : Comparaison des courbes pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 3 versus profondeur de fonçage (D) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.	260
Figure 5-79 : Comparaison des courbes pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 4 versus profondeur de fonçage (D) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.	261

Figure 5-80 : Comparaison des courbes forces de fonçages versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.	262
Figure 5-81 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) et Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).	263
Figure 5-82 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-7 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant).	264
Figure 5-83: Comparaison des profils des pressions de contact prédites versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant) et Sim 5-7 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant).	264
Figure 5-84 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-8 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant).	265
Figure 5-85: Comparaison des profils des pressions de contact prédites versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant) et Sim 5-8 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant).	265
Figure 5-86: Comparaison des profils des pressions de contact prédites versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).	266
Figure 5-87 : Comparaison des courbes forces de fonçages versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence dans les cas d'un sol pesant et non pesant.	268
Figure 5-88 : Pression de contact versus déformation volumétrique. Courbe correspondant à une profondeur de fonçage superficielle du cône $D = 0.446$ m et au temps $t = 22.31$ s de l'étape de fonçage. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).	271
Figure 5-89 : Pression de contact versus déformation volumétrique. Courbe correspondant à une profondeur de fonçage profonde du cône $D = 7.76$ m et au temps $t = 388.4$ s de l'étape de fonçage. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).	272

- Figure 6-1 : Cône effilé instrumenté numéro 2 : r_0 , r_1 , r_2 , r_3 , r_4 et r_5 désignent les rayons du forage; la distance de la pointe du cône au centre du capteur de pression est mesurée par x ; $\Delta V/V$ est la déformation volumique courante (Longtin, 2003).279
- Figure 6-2 : Section verticale axisymétrique montrant la modélisation géométrique du cône numéro 2 avec la distribution des capteurs. Cap-1, Cap-2, Cap-3, Cap-4, et Cap-5 désignent respectivement les quatre capteurs de pressions totales.280
- Figure 6-3 : Agrandissement de l'assemblage sol-ISC-2 à l'état initial. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).281
- Figure 6-4 : ISC-2 préinstallé au niveau de la surface du sol, et partition du sol avec les conditions aux frontières, à l'état initial, Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).281
- Figure 6-5 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, du maillage du sol. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).283
- Figure 6-6 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.14m et au temps $t = 207s$. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).285
- Figure 6-7 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite ($PEEQ$) et zone totalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.14m et au temps $t = 207s$. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).286
- Figure 6-8 : Contours des pressions de contact prédites ($CPRESS$), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile ($CSHEAR1$). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.14m et au temps $t = 207s$. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).287
- Figure 6-9 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).290

Figure 6-10 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-2 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).....	290
Figure 6-11 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).....	291
Figure 6-12 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-4 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).....	291
Figure 6-13 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-5 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).	292
Figure 6-14 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-6 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant).	292
Figure 6-15 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-7 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant).....	293
Figure 6-16 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-8 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).....	293
Figure 6-17 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.	294
Figure 6-18 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 2 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.	294
Figure 6-19 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 3 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.	295

Figure 6-20 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 4 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.	295
Figure 6-21 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 5 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.	296
Figure 6-22 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.	296
Figure 6-23 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 2 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.	297
Figure 6-24 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 3 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.	297
Figure 6-25 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 4 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.	298
Figure 6-26 : Comparaison des courbes des pressions de contact (<i>CPRESS</i>) appliquées sur le capteur numéro 5 versus profondeur de fonçage (<i>D</i>) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.	298
Figure 6-27 : Pression de contact versus déformation volumétrique. Courbe correspondant à une profondeur de fonçage superficielle du cône $D = 0.449$ m et au temps $t = 22.45$ s de l'étape de fonçage. Cas de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).....	301
Figure 6-28 : Pression de contact versus déformation volumétrique. Courbe correspondant à une profondeur de fonçage profonde du cône $D = 7.765$ m et au temps $t = 388.3$ s de l'étape de fonçage. Cas de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).....	302

Figure 6-29 : Modèle de résistance au cisaillement non drainé dépendant du taux de déformation.	308
Figure 6-30 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 1 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.	313
Figure 6-31 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 2 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.	313
Figure 6-32 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 3 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.	314
Figure 6-33 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 4 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.	314
Figure 6-34 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 5 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.	315
Figure 6-35 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas d'une vitesse de fonçage équivalente à 1 cm/s.	315
Figure 6-36 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas d'une vitesse de fonçage équivalente à 2 cm/s.	316
Figure 6-37 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas d'une vitesse de fonçage équivalente à 5 cm/s.	316
Figure 6-38 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas d'une vitesse de fonçage équivalente à 8 cm/s.	317
Figure 6-39 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 1 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.	317
Figure 6-40 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 2 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.	318

Figure 6-41 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 3 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.	318
Figure 6-42 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 4 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.	319
Figure 6-43 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 5 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.	319
Figure 7-1 : Relocation d'un nœud durant un balayage du maillage (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).....	333
Figure 7-2 : Advection de second ordre (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).	335
Figure 7-3 : Recherche bidimensionnelle du contact global (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).....	337
Figure 7-4 : Recherche bidimensionnelle du contact local (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).....	338
Figure 7-5 : Des pénétrations de la surface maîtresse dans la surface esclave, causées par un maillage grossier. Cas d'un contact maitre-esclave pure (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).....	340
Figure 7-6 : Modèle géométrique tridimensionnel et maillage du ISC-1.	346
Figure 7-7 : Distributions des capteurs sur la surface du ISC-1.....	347
Figure 7-8 : Installation initiale de la sonde dans le trou pilote du sol environnant.	348
Figure 7-9 : Agrandissement, au voisinage de la sonde, de l'installation initiale de la sonde dans le sol environnant.	349
Figure 7-10 : Courbe d'amplitude de la rotation pure du cône-1 définie dans l'étape -2. Cas de la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).	354

Figure 7-11 : Courbe d'amplitude de la vitesse de fonçage du cône-1 définie dans l'étape 3. Cas de la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).....	355
Figure 7-12 : Contours des contraintes de Mises prédites (S) à la fin de la rotation pure, au temps $t = 0.83s$	357
Figure 7-13 : Contours des contraintes de Mises prédites (S) à la fin de la pénétration inclinée au temps $t = 8.83s$	358
Figure 7-14 : Pressions de contact prédites par le capteur numéro 1 en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale.	362
Figure 7-15 : Pressions de contact prédites par le capteur numéro 2 en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale.	362
Figure 7-16 : Pressions de contact prédites par le capteur Cap-w en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale	363
Figure 7-17 : Pressions de contact prédites par le capteur numéro 3 en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale.	363
Figure 7-18 : Pressions de contact prédites par le capteur numéro 4 en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale.	364
Figure 7-19 : Historique du rapport (énergie cinétique)/(énergie interne) prédit du sol. Cas de la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).	370
Figure 7-20 : Agrandissement de l'historique du rapport (énergie cinétique)/(énergie interne) prédit du sol. Cas de la phase de rotation pure dans la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).	370
Figure 7-21 : Historique du rapport (énergie cinétique)/(énergie interne) prédit du sol. Étape de la pénétration penchée de la sonde, cas de la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).	371

Figure A1. 1 : Comportement volumétrique dans le domaine élastique poreux (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	397
Figure A2. 1 : Le modèle Drucker-Prager modifié/Cap : Surfaces d'écoulement plastique dans le plan p-t (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	400
Figure A2. 2 : Surfaces d'écoulement typiques dans le plan déviatorique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	401
Figure A2. 3 : Écrouissage Cap typique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	403
Figure A2. 4 : Modèle Drucker-Prager modifié/Cap: potentiel d'écoulement dans le plan p-t (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	404
Figure A2. 5 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	406
Figure A2. 6 : Le modèle de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	408
Figure A2. 7 : La surface d'état limite de Mohr-Coulomb les plans méridional et déviatorique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	408
Figure A2. 8 : B- 1 : Une famille de potentiels d'écoulement hyperboliques dans le plan méridional (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	410
Figure A2. 9 : Le potentiel d'écoulement utilisé par Menétrey-William (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	411
Figure A2. 10 : Surface d'état limite et critique du modèle Cam clay modifié (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	412
Figure A2. 11 : Modèle de Cam Clay Modifié intégré dans ABAQUS dans le plan p-t (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).	415

Figure A2. 12 : Comportement du matériau lors d'un essai de cisaillement du côté sec ($t > Mp$) de la ligne d'état critique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).....	416
Figure A2. 13 : Comportement du matériau lors d'un essai de cisaillement du côté humide ($t > Mp$) de la ligne d'état critique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	417
Figure A2. 14 : Comportement en compression pure du modèle d'argile (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	419
Figure A2. 15 : Courbe en segments linéaires d'écrouissage/ramollissement typique d'une argile (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).	420

LISTE DES SIGLES ET DES ABRÉVIATIONS

a	rayon de la cavité pendant l'expansion (Gibson et Anderson, 1961)
a_0	rayon initial de la cavité (Gibson et Anderson, 1961 et Ladanyi, 1972)
ALE	Lagrangien-Eulérien Arbitraire
A_s	surface latérale du manchon (CPT)
c	cohésion
c'	cohésion effective
Cap-1	capteur de pression numéro 1
Cap-2	capteur de pression numéro 2
Cap-3	capteur de pression numéro 3
Cap-4	capteur de pression numéro 4
Cap-5	capteur de pression numéro 5
Cap-w	capteur des pressions interstitielles (ISC-1)
CID	consolidé isotropiquement drainé
CIU	consolidé isotropiquement non drainé
CPRESS	pression de contact
CPT	essai de pénétration au cône statique
CPTU	essai au piézocône
D	profondeur de fonçage du cône
DMT	essai au dilatomètre

E	module de Young
ϵ_r	déformation radiale
E_u	module de Young du sol non drainé
ϵ_θ	déformation circonférentielle
FDPM	pressiomètre à déplacement total
FEM	méthode des éléments finis
F_r	rapport de frottement
F_s	charge de frottement appliquée sur le manchon (CPT/CPTU)
f_s	résistance de frottement appliquée sur le manchon
G	module de cisaillement
h	distance normale de contact
I_r	indice de rigidité (Vesic, 1972)
I_r	indice de rigidité ($I_r = G/S_u$)
I_{rr}	indice de rigidité réduite (Vesic, 1972)
ISC-1	cône effilé numéro 1
ISC-2	cône effilé numéro 2
ISC-3	cône effilé numéro 3
ISC _{4-cap}	cône effilé instrumenté par quatre capteurs de pressions totales
ISC _{ini}	Prototype initial du cône effilé
ISCT	essai au cône effilé instrumenté

ISCT-1	essai au cône effilé numéro 1
ISCT-2	essai au cône effilé numéro 2
ISCT-3	essai au cône effilé numéro 3
ISCT _{4-cap}	essai au cône effilé ISC _{4-cap}
ISCT _{ini}	essai au cône effilé initial
J^s	Jacobien (pour les solides)
K_0	coefficient de pression des terres au repos
K_1	coefficient de viscosité (Silvestri, 2006)
K_d	paramètre de corrélation utilisé pour estimer la contrainte latérale initiale (DMT)
k_f	raideur de pénalisation finale
k_i	raideur de pénalisation initiale
MEC	méthode d'expansion de cavités
$n = E_u/S_u$	rapport de rigidité
N_k	facteur empirique du cône (CPT/CPTU)
OZ	axe verticale de la cavité
p	pression appliquée
p^*	pression mesurée à partir du moment de lancement de l'essai d'expansion (Silvestri, 2004)
p_0	pression initiale sur la paroi de la cavité
P_{0h}	pression horizontale totale des terres au repos

P_{corr}	pression corrigée
PIPM	pressiomètre avec dispositif « push-in » à bout ouvert
p_L	pression limite
PMT	essai au pressiomètre
PPP	processus de pénétration profond
p_u	pression ultime sur la paroi de la cavité
q	déviateur
Q_c	charge de fonçage qui agit sur le cône (CPT/CPTU)
q_c	résistance en pointe
Q_t	charge totale de fonçage totale appliquée sur le cylindre (CPT/CPTU)
R	rayon de la cavité (méthode d'expansion de cavités)
r	distance radiale d'un élément avant expansion de la cavité
R	rayon à l'interface des phases élastiques et plastiques
r_0	rayon initial de la cavité
r_0	rayon initial de la cavité
$rd\theta$	élément linéaire perpendiculaire au rayon de la cavité
SBPM	pressiomètre autoforeur
S_{ij}	tenseur de contrainte de Piola-Kirchhoff
S_u	résistance au cisaillement non drainé

$S_u(\dot{\epsilon}_r)$	résistance au cisaillement non drainé obtenue à partir d'un essai triaxial effectué à un taux de déformation de référence $\dot{\epsilon}_r$
$S_{u-ISCT S}$	résistance au cisaillement non drainé déduite des essais au cône effilé instrumenté
S_{u-PMT}	résistance au cisaillement non drainé déduite des essais au pressiomètre
$S_{u-SBPMT}$	résistance au cisaillement non drainé déduite des essais au pressiomètre autoforeur
S_{u-VST}	résistance au cisaillement non drainé déduite des essais au scissomètre
u	pression interstitielle (CPTU)
u	déplacement radial d'un élément
$u(a_0)$	déplacement radial de la paroi de la cavité
V_0	le volume de la sonde lorsque $p = p_0$
V_m	volume mesuré (Ladanyi, 1972)
V_{m0}	volume de la sonde à $p=p_0$ (Ladanyi, 1972)
VST	essai au scissomètre
y	déplacement radial (Palmer, 1972)
α	coefficient de rugosité (CPT)
γ	déformation moyenne (Ladanyi, 1972)
Δ	déformation volumique moyenne (Vesic, 1972)
Δp	augmentation de pression dans la cavité
ΔV	augmentation de volume de la sonde

ε	extension circonférentielle (Palmer, 1972)
ε_0^*	déformation radiale mesurée à partir du lancement de l'essai d'expansion (Silvestri, 2004)
$\dot{\varepsilon}_0$	taux de déformation référence
$\dot{\varepsilon}$	taux de déformation
ε_0	déformation à la paroi de la cavité
ε_f	déformation au maximum de la courbe de cisaillement
ε_r	déformation radiale
ε_y	déformation d'écoulement plastique
ε_θ	déformation circonférentielle
μ	coefficient de frottement (modèle de frottement de Coulomb)
ν	coefficient de Poisson
ν_u	coefficient de Poisson du sol non drainé
ρ	distance radiale d'un élément après expansion de la cavité (Baguelin <i>et al.</i> , 1972)
$\sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_0)$	contrainte dynamique instantanée
$\sigma_0(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$	contrainte dynamique de base, à un taux de déformation de référence
σ_{h0}	pression horizontale des terres au repos
σ_o	pression de confinement (Vesic, 1972)
σ_r	contrainte radiale
σ_{rs}	tenseur de contrainte de Cauchy

σ_{vo}	contrainte verticale totale des terres au repos
σ_θ	contrainte circonférentielle
τ	contrainte de cisaillement
τ^*	contrainte de cisaillement apparente (Silvestri, 2004)
$\tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_r)$	résistance au cisaillement à la même déformation, mais dans essai au laboratoire effectué à un taux de déformation de référence $\dot{\varepsilon}_r$
$\tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$	résistance au cisaillement mobilisée à une déformation ε dans un essai au laboratoire effectué à un taux de déformation constant $\dot{\varepsilon}$ (Silvestri, 2006)
τ_{crit}	contrainte de cisaillement critique (modèle de frottement de Coulomb)
$\bar{\tau}_{max}$	limite supérieure de la contrainte équivalente de cisaillement
Φ	différence des contraintes (Palmer, 1972)
Ψ	angle de dilatance (Carter <i>et al.</i> , 1986)
Ψ	pression appliquée (Palmer, 1972)
$\Psi(\varepsilon)$	paramètre d'état de contrainte qui dépend du matériau

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE-1	L'ÉLASTICITÉ POREUSE.....	395
ANNEXE 2	LES MODÈLES PLASTIQUES.....	398

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Introduction

Un problème réel lié à l'industrie de la construction civile et maritime est le dimensionnement des structures qui dépend directement des propriétés géotechniques du sol de fondation. En effet, il est préférable de déterminer ces propriétés à partir d'essais in situ puisque les échantillons testés peuvent être remaniés.

Les propriétés d'un sol déterminées à partir d'un essai in-situ peuvent être affectées par plusieurs facteurs comme la conception de la sonde utilisée dans l'essai de pénétration, la technique d'essai, la fiabilité des instruments qui est y sont associés et les théories d'interprétation de l'essai basées sur des hypothèses et des modèles de comportement mécanique parfois simplificatrices.

Cette thèse examine l'essai in situ appelé essai au cône effilé instrumenté (ISCT), qui est réalisé à l'aide d'une nouvelle sonde appelée cône effilé instrumenté (ISC) mise au point par le Professeur Branko Ladanyi à L'École Polytechnique de Montréal (Ladanyi et Longtin, 2005). Le sol étudié appartient au site bien documenté de Mascouche (Longtin, 2003) et fait partie des argiles raides de la mer Champlain. Le principe de l'essai ISCT repose sur la détermination de la résistance à l'élargissement des parois d'un trou pilote lors de l'insertion de cette sonde à vitesse constante dans un trou pilote pré-foré.

1.2 Objectifs de la recherche

La recherche se fait globalement dans le domaine de la mécanique des milieux continus et a pour objectif général de contribuer à la résolution des problèmes d'expansion de cavités due à la pénétration axisymétrique d'outils rigides dans un milieu continu et déformable sans changement de volume. Les objectifs de cette recherche sont les suivants :

- Développer un modèle prédictif pour évaluer les pressions de contact (*CPRESS*) développées sur le fût des cônes 1 et 2 lors d'un essai ISCT-1 et/ou ISCT-2 ;

- Déterminer les courbes dites quasi-pressiométriques (c.-à.-d., logarithme népérien de la pression appliquée sur le trou pilote versus la déformation volumétrique de la cavité), et par suite évaluer si ces courbes peuvent servir à l'évaluation de la résistance au cisaillement non drainé (S_u), tout comme dans une expansion cylindrique;
- Déterminer les avantages et inconvénients des cônes ISC-1 et ISC-2 (cônes effilés instrumentés numéros 1 et 2) à partir d'une étude comparative basée sur les simulations des deux essais dans différentes conditions de modélisation ;
- Évaluer les effets de la vitesse de fonçage sur les CPRESS, en simulant le processus de pénétration profond (PPP) de l'ISC-2 dans un sol dont les propriétés dépendent du taux de déformation¹. Suite à cette analyse, la vitesse de fonçage privilégiée et recommandée sera celle qui fournit des valeurs des CPRESS proches de celles obtenues dans un cas statique; et;
- Vérifier la fiabilité de l'essai ISCT dans le cas d'un fonçage du cône avec un léger défaut de verticalité.

1.3 Organisation des divers chapitres

Suite à l'introduction, le deuxième chapitre expose une revue de littérature sur le comportement mécanique des argiles naturelles de la mer Champlain, c.-à.-d. l'effet de la vitesse de déformation, de l'anisotropie et de la température. De même, on introduit dans ce chapitre une brève description des principales approches analytiques quasi-statiques pour le phénomène de pénétration profonde des sondes. On expose les principaux essais couramment employés basés sur la mesure de la contrainte latérale in situ dans le sol, c'est-à-dire : l'essai pressiométrique, l'essai de pénétration au cône statique, l'essai au dilatomètre, et l'essai au cône effilé instrumenté (ISC) qui est le sujet de cette thèse.

¹ Rate dependent soil.

Le troisième chapitre explique brièvement la méthode des éléments finis (FEM) et les principales notions qui sont y rattachées. De même, on présente le code numérique ABAQUS utilisé dans cette thèse. Le modèle élastique-parfaitement plastique utilisé dans les simulations est aussi présenté.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse de contact entre le pénétromètre et le sol environnant constitué d'argiles raides à forte composante plastique, c.-à.-d. la modélisation de l'interaction au niveau de l'interface sol-sonde. Ici on présente la formulation de contact dans Abaqus/Standard, l'algorithme de contact et l'équation du glissement fini entre une sonde supposée parfaitement rigide et le sol cohérent et déformable.

Le cinquième chapitre englobe une série de simulations du processus de pénétration profond (PPP) du cône ISC-1 dans l'argile de Mascouche. On a simulé le PPP dans son aspect quasi statique avec un modèle élastique-parfaitement plastique où on a pu : a) dériver des modèles prédictifs des *CPRESS* versus la profondeur de fonçage du ISC-1, et b) déterminer la distribution des *CPRESS* sur les fût des cônes 1 et 2.

Au chapitre 6, l'ISCT-2 a été simulé en gardant les mêmes conditions de modélisation de l'ISCT-1. De même, dans ce chapitre, l'analyse de l'effet de la vitesse de fonçage du ISC-2 dans un sol dont les propriétés dépendent du taux de déformations a été menée. Ici, les profils des *CPRESS* versus la profondeur de fonçage (D) ont été déterminés pour différentes vitesses de fonçage.

Le septième chapitre analyse le PPP dans le cas d'un cône légèrement incliné. Ici on démontre que cet essai est hautement sensible à une imperfection de verticalité.

Le dernier chapitre récapitule les résultats trouvés dans la thèse. Des recommandations sont données pour les recherches futures.

CHAPITRE 2 SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES ESSAIS IN-SITU ET LE COMPORTEMENT DES ARGILES

2.1 Comportement dépendant du taux de déformation

Le processus de pénétration profond (PPP) dans un essai ISCT est principalement un essai à vitesse de pénétration constante.

L'effet du taux de déformation sur le comportement des sols et particulièrement sur la résistance au cisaillement non drainé a été étudié par plusieurs auteurs. À titre d'exemple, des essais de compression au triaxial ont été menés par Bjerrum *et al.* (1958), Richardson et Whitman (1963), Richardson (1963), Ladd *et al.* (1972), Alberro et Santoyo (1973), Berre et Bjerrum (1973), Vaid et Campanella (1977), Hight (1983), Lefebvre et LeBoeuf (1987), et Sheahan *et al.* (1996). De même, en utilisant le scissomètre, des études sur la dépendance du taux de déformation ont été réalisés par Skempton (1948), Cadling et Odenstad (1950), Aas (1965), Halwachs (1972), Wiesel (1973), Torstensson (1977), Smith et Richards (1975), Perlow et Richards (1977), Sharifounnasab et Ulrich (1985), Roy et LeBlanc (1988), Biscontin et Pestana (2001).

Das (1993) a étudié l'effet de la vitesse de déformation en menant des essais triaxiaux non drainés, non consolidés, statiques et dynamiques sur des échantillons argileux saturés. Pour un chargement axial, il a été trouvé que la contrainte déviatorique est une fonction croissante monotone du taux de déformation axial (Figure 2-1).

Japp (1967) et Yong et Japp (1968) ont mené des essais de chargement impulsif à grande déformation sur des échantillons saturés d'argile. Le résultat obtenu par ces auteurs était similaire à celui obtenu par Das (1993), c.-à.-d., l'augmentation des taux de déformations induit une augmentation de la contrainte déviatorique (Figure 2-2). Ils ont abouti à la formule dynamique suivante :

$$\sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) = \sigma_0(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_0) + \alpha(\varepsilon) \log \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right) \quad (2.1)$$

où :

- $\sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$ est la contrainte dynamique instantanée, exprimée en kPa ;
- $\sigma_0(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_0)$ est une valeur de la contrainte dynamique de base, à un taux de déformation de référence, exprimée en kPa ;
- $\psi(\varepsilon)$ est un paramètre d'état de contrainte qui dépend du matériau, exprimé en kPa ;
- $\dot{\varepsilon}$, $\dot{\varepsilon}_0$ sont respectivement le taux de déformation et le taux de déformation de référence, exprimés en s^{-1} .

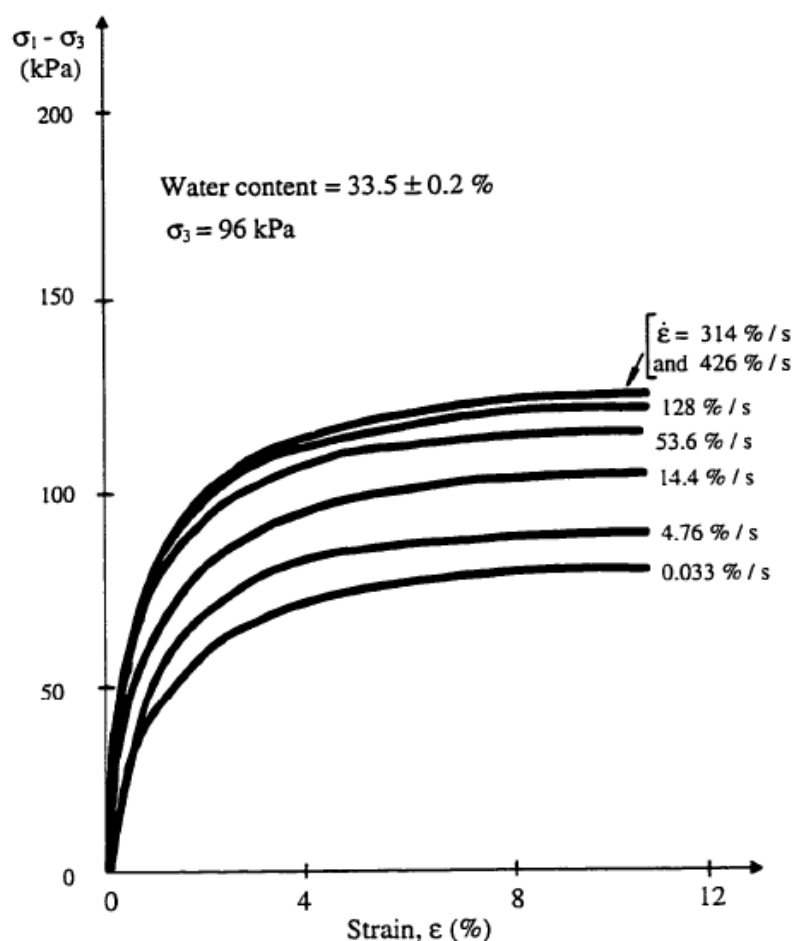


Figure 2-1 : Essais triaxiaux statiques et dynamiques non consolidés et non drainés pour des argiles saturées (Das, 1993).

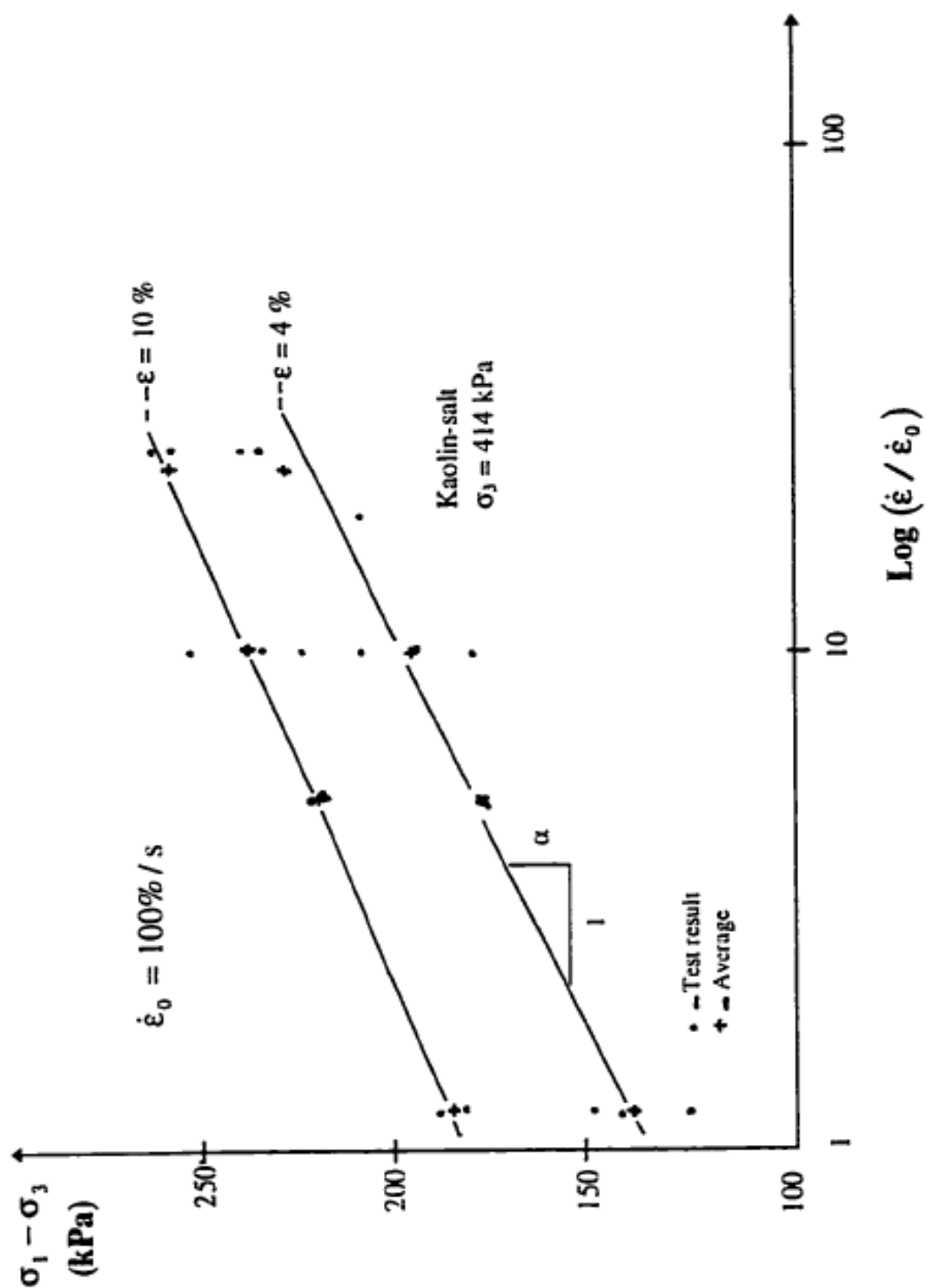


Figure 2-2 : Contraintes déviatoriques en fonction des taux de déformations, obtenus à partir des essais triaxiaux à hautes vitesses pour les sols humides argileux. (Yong et Japp, 1968).

Lo et Morin (1972) ont mené des essais CID et CIU exécutés à différentes vitesses de déformation sur l'argile surconsolidée de Saint-Vallier. Ils ont trouvé que l'enveloppe de rupture se rétrécit avec la diminution de la vitesse de déformation, tel qu'indiqué à la Figure 2-3. Un résultat similaire a été obtenu par Boudali (1995) où il a étudié la variation de la courbe d'état limite avec la variation de la vitesse de déformation ; il a ainsi trouvé que l'enveloppe de l'état limite se rétrécit lorsque la vitesse de déformation devient plus lente (Figure 2-4).

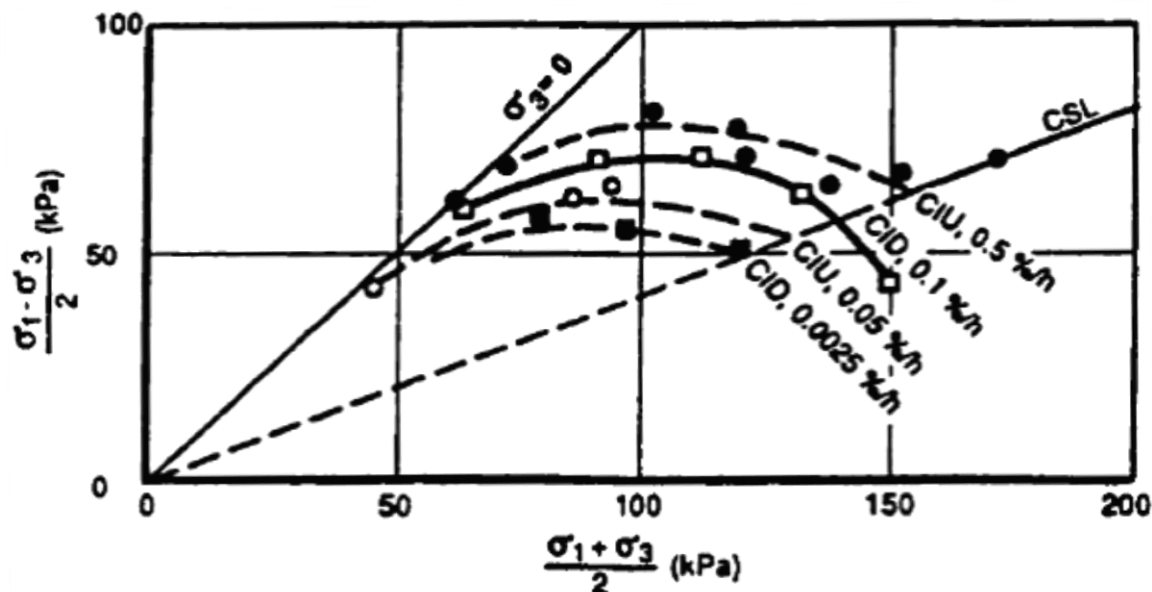


Figure 2-3 : Effet de la vitesse de déformation sur la résistance de l'argile de Saint-Vallier (Lo et Morin, 1972).

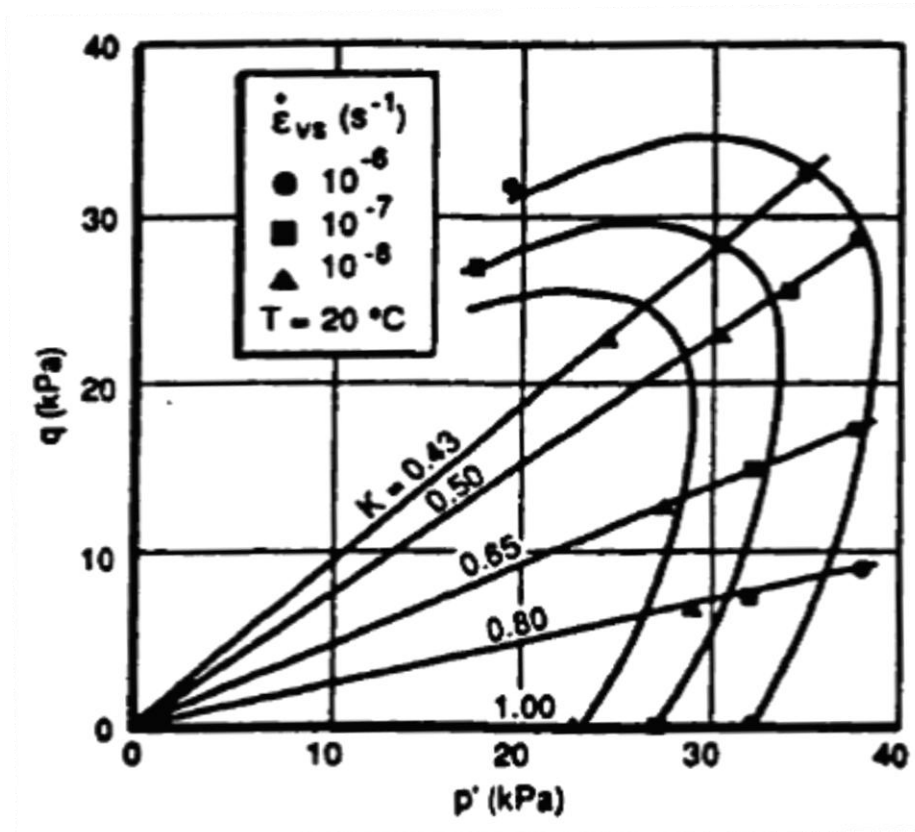


Figure 2-4 : Variation de la courbe d'état limite de l'argile de Berthierville avec la vitesse de déformation (Boudali 1995).

2.2 Effets de la température sur le comportement des sols

L'effet de la température sur la variation de la courbe d'état limite des argiles de Berthierville a été étudié par Boudali (1995). Les résultats démontrent que la courbe d'état limite se rétrécit lorsque la température augmente (Figure 2-5); conséquemment, Boudali a noté une diminution de la résistance maximale quand la température augmente.

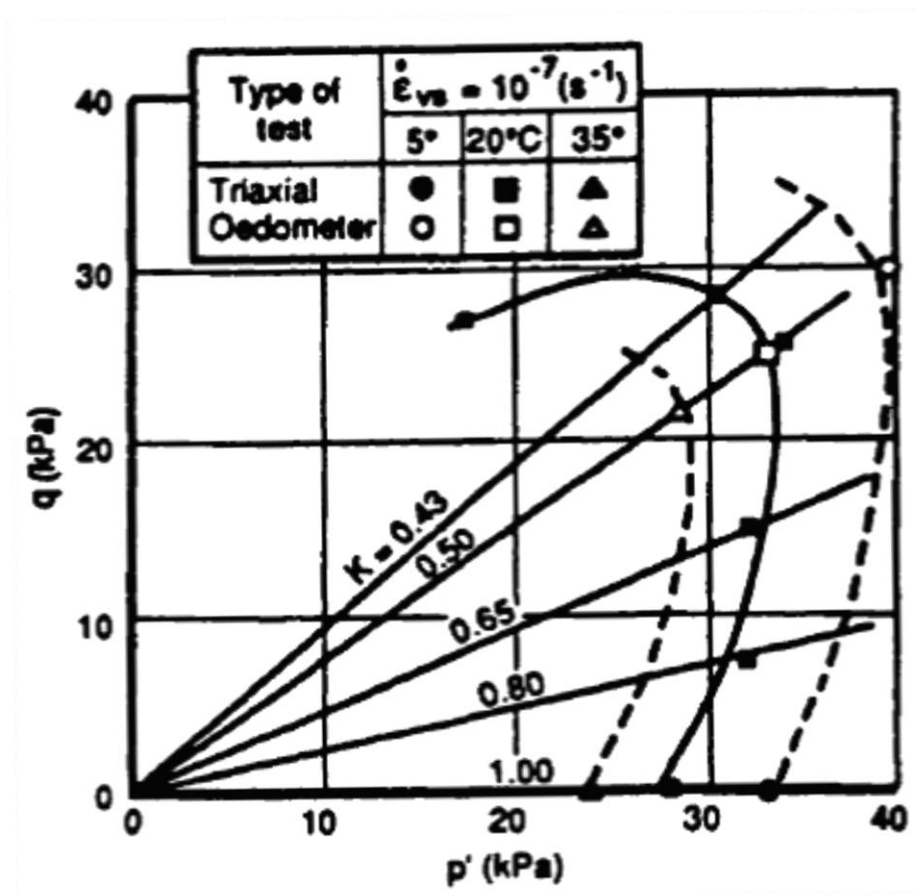


Figure 2-5 : Variation de la courbe d'état limite de l'argile de Berthierville avec la température (Boudali, 1995).

2.3 La méthode d'expansion des cavités

Plusieurs approches ont été employées jusqu'à date pour étudier les problèmes de pénétration dans les sols. Puisque la démonstration analytique demeure la plus forte des démonstrations, et la plus acceptée dans la communauté géotechnique, l'approche de la capacité portante et la méthode d'expansion des cavités furent largement utilisées. Cette dernière méthode sera discutée en bref dans ce paragraphe. Aussi, on peut ajouter la méthode de chemin de déformation² et les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis qui a été

² Strain path method.

largement utilisée, pour résoudre les problèmes de pénétration des sondes, des pieux, des fondations, etc., dans différents sols.

Bishop *et al.* (1945) ont introduit la théorie d'expansion des cavités pour estimer la résistance à la pénétration de pointes coniques lubrifiées dans un essai de poinçonnement dans un matériau ductile. L'analogie entre le problème de pénétration du cône et l'expansion d'une cavité a été signalée par ces auteurs lorsqu'ils ont arrivé à la conclusion que la pression requise pour produire un trou profond dans un matériau élastique-plastique était proportionnelle à celle nécessaire pour élargir une cavité de même volume sous les mêmes conditions. Ici, la résistance en pointe (c.-à.-d., la contrainte normale qui agit sur la pointe) est simulée par la pression ultime d'une cavité sphérique ; et la résistance sur le fût (contrainte normale qui agit sur le fût) a été simulée par la pression ultime d'une cavité cylindrique.

Dans la théorie de l'expansion des cavités de forme cylindriques ou sphériques (c.-à.-d. axisymétriques), la résistance à la pénétration est estimée à partir de la pression ultime que pourra supporter la paroi de la cavité jusqu'à une distance infinie. En conséquence, la méthode d'expansion des cavités est unidirectionnelle où les contraintes et les déformations sont distribuées radialement.

Dans la méthode d'expansion de cavités (MEC), en utilisant la conservation de volume, le champ de déformation induit par la cavité est formulé de la façon suivante :

$$\varepsilon_r = -m.\varepsilon_\theta = -\frac{m}{m+1} \ln \left(1 + \left(\frac{R}{r} \right)^{m+1} \right) \quad (2.2)$$

où:

ε_r et ε_θ sont respectivement les déformations radiale et circonférentielle;

r est la distance radiale de la cavité mesurée à partir du centre de la cavité;

R est le rayon de la cavité, et

m est égale à 1 pour une cavité cylindrique (c.-à.-d., $\varepsilon_v = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta = 0$) et à 2 pour une cavité sphérique (c.-à.-d., $\varepsilon_v = \varepsilon_r + 2\varepsilon_\theta = 0$).

Pour un matériau élastique-parfaitement plastique répondant au critère de rupture de Mohr-Coulomb, la loi constitutive du matériau est incorporée dans les conditions d'équilibre pour trouver les contraintes. Les déformations sont déterminées à partir de l'équation (2.2). Dans un cas axisymétrique statique, on a;

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + m \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.3)$$

La pression limite sur la paroi de la cavité est ensuite obtenue à partir de la solution de cette équation.

Dans le cas des sols, Vesic (1972) a obtenu la solution suivante:

$$p_u = cN_c + \sigma_0 N_q \quad (2.4)$$

où:

p_u = pression ultime sur la paroi de la cavité ; c = cohésion; et σ_0 = pression de confinement.

Une explication générale de l'expansion de la cavité est donnée à la Figure 2-6.

Pour une cavité sphérique, les coefficients N_c et N_q sont obtenus de la façon suivante :

$$N_c = \frac{3(1 + \sin \phi)}{3 - \sin \phi} [I_{rr}]^{\frac{4 \sin \phi}{3(1 + \sin \phi)}} \quad (2.5)$$

$$N_q = (N_c - 1) \cot \phi \quad (2.6)$$

où:

$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$ = indice de rigidité réduite, $I_r = \frac{G}{S_0}$ = indice de rigidité, Δ = déformation volumique

moyenne, $S_0 = c + \sigma_n \tan \phi$ résistance au cisaillement initiale ($S_0 = c$ et $S_0 = \sigma_n \tan \phi$ pour une argile et un sable respectivement), et G = module de cisaillement.

Pour une cavité cylindrique, N_c prend la forme suivante:

$$N_c = (1 + \sin \phi) \left[I'_{rr} \sec \phi \right]^{\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi}} \quad (2.7)$$

avec $I'_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta \sec \phi}$; pour une argile $\Delta = 0 \Rightarrow I'_{rr} = I_r$

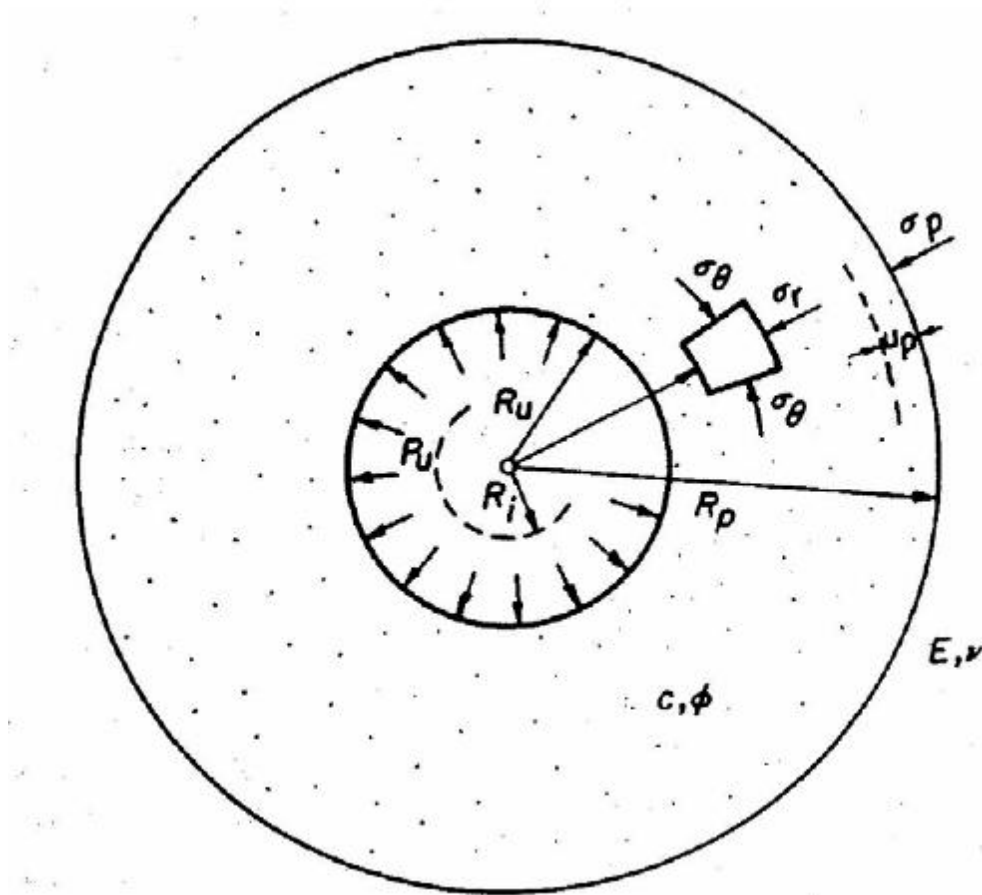


Figure 2-6 : Expansion d'une cavité dans une masse de sol infini (Vesic, 1972).

Vesic (1977), en considérant un matériau élastique-plastique obéissant au critère d'écoulement plastique de Mohr-Coulomb, a trouvé que la contrainte ultime appliquée à la base d'un pieu cylindrique peut s'écrire de la façon suivante :

$$q_u = cN_c + \sigma_0 N_\sigma \quad (2.8)$$

avec :

$$N_c = (N_\sigma - 1) \cot \phi \quad (2.9)$$

et

$$N_\sigma = \frac{3}{3 - \sin \phi} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot I_{rr}^{\left(\frac{4 \sin \phi}{3(1 + \sin \phi)} \right)} \quad (2.10)$$

où :

- c et ϕ sont les paramètres de résistance dans le critère d'écoulement plastique de Mohr-Coulomb, et
- σ_0 dans la formule (2.8) est la contrainte initiale moyenne dans le sol.

Plusieurs hypothèses ont été à l'origine de cette formule :

- Le matériau est fortement comprimé à l'intérieur du cône ABC (Figure 2-7) qui est situé juste au-dessous de AB, et toute la charge verticale provenant du pieu sera transférée au sol encaissant à travers ce cône; et
- La contrainte normale à la surface de l'anneau cylindrique (BD à la Figure 2-7) est égale à la contrainte ultime appliquée sur la paroi de la cavité sphérique.

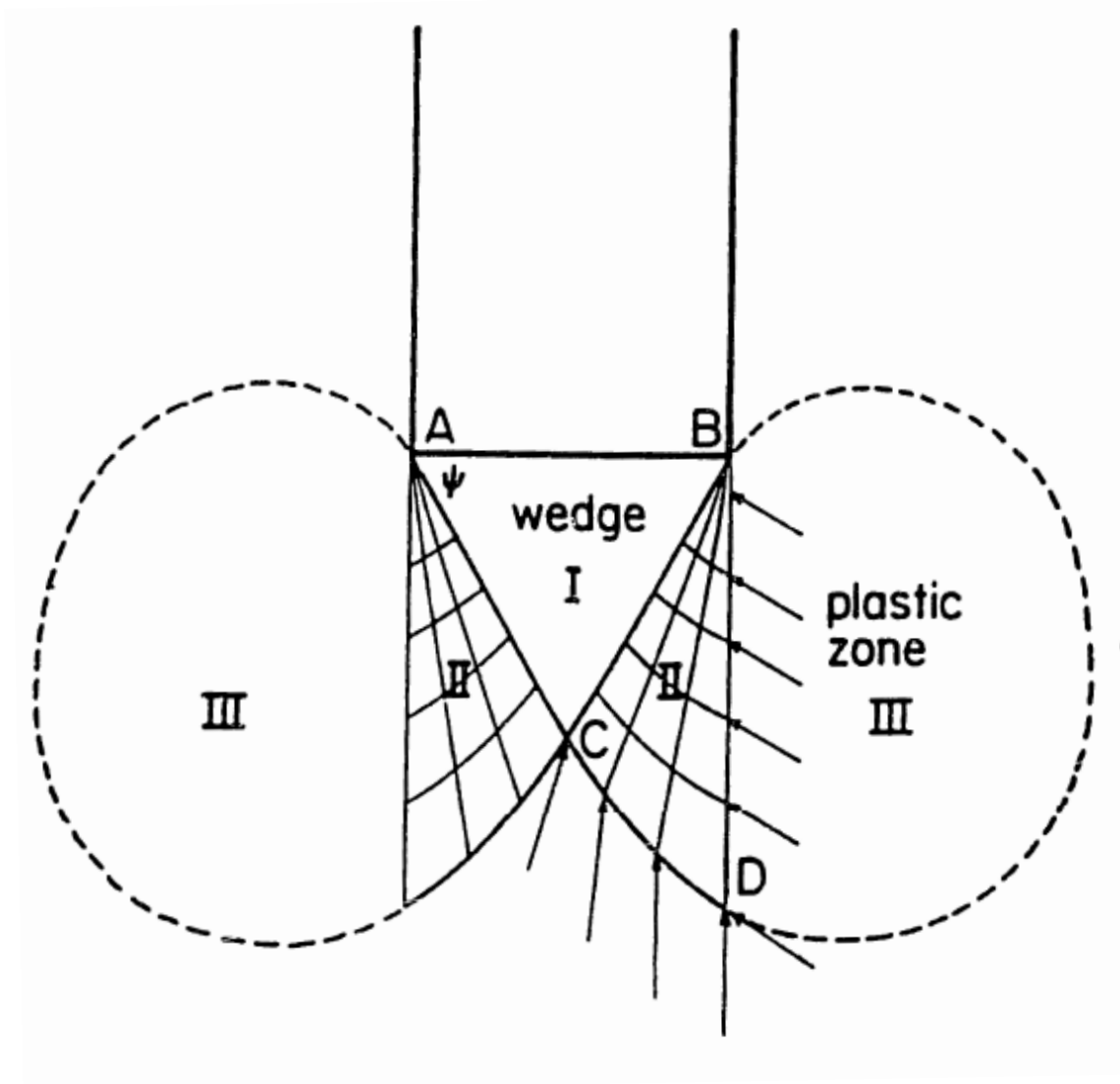


Figure 2-7 : Forme de rupture adoptée sous la base du pieu (Vesic, 1977).

Pour un matériau ayant c et ϕ différents de zéro, Carter *et al.* (1986) proposèrent la solution suivante :

$$\frac{2G}{\sigma_0 + c \cot \phi} = \left(\frac{N-1}{N+m} \right) \left[T \left(\frac{p_u + c \cot \phi}{\sigma_R + c \cot \phi} \right)^\gamma - Z \left(\frac{p_u + c \cot \phi}{\sigma_R + c \cot \phi} \right) \right] \quad (2.11)$$

où:

$$T = (m+1) \left(1 + \frac{m\chi}{\alpha + \beta} \right) ;$$

$$Z = (m+1) \left(\frac{m\chi}{\alpha + \beta} \right) ;$$

$$\sigma_R = \frac{1+m}{N+m} N \sigma_0 \text{ pour un matériau pulvérulent } (c = 0);$$

$$\sigma_R + c \cot \phi = \frac{1+m}{N+m} N (\sigma_0 + c \cot \phi) \text{ pour un matériau pulvérulent/cohérent};$$

$$\alpha = \frac{m}{M} ;$$

$$\beta = 1 - m \left(\frac{N-1}{N} \right) ;$$

$$\gamma = \frac{1+\alpha}{1+\beta} ;$$

$$M = \frac{1 + \sin \Psi}{1 - \sin \Psi} ;$$

$$N = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} ;$$

$$\chi = \frac{m(\nu-1) - m\nu(M+N) + [(m-2)\nu + 1]MN}{[(m-1)\nu + 1]MN} ; \text{ et}$$

Ψ étant l'angle de dilatance et G est le module de cisaillement.

Silvestri et Abou-Samra (2011) ont trouvé la solution analytique exacte qui permet la détermination des cheminements des contraintes totales et effectives suivis par l'argile lors d'une expansion sphérique non drainée dans un milieu Cam clay modifié. Les pressions interstitielles ont été déterminées à partir de la différence entre les contraintes moyennes totales et effectives.

2.4 Essai au pressiomètre

2.4.1 Historique et but de l'essai

L'expansion pressiométrique d'une cavité est supposée se produire dans un état de déformation plane. À la profondeur où l'essai pressiométrique (PMT) est effectué, l'interprétation des données permet la détermination de la relation pression-déformation volumétrique du sol, ceci en partant d'un point initial jusqu'à la rupture. Cette relation peut servir à déterminer : i) la courbe contrainte-déformation du sol, ii) le module d'élasticité du sol, et iii) et la résistance au cisaillement.

La théorie de base de l'interprétation de l'essai pressiométrique a été publiée par Menard (1956, 1957). Par la suite, Gibson et Anderson (1961) ont développé un modèle théorique basé sur un comportement élastique-parfaitement plastique du sol. Le principal désavantage du modèle réside dans le fait qu'il n'est pas capable d'interpréter la courbe pressiométrique d'un sol dont le vrai comportement est non linéaire dans les deux phases élastique et inélastique.

Baguelin *et al.* (1972), Ladanyi (1972) et Palmer (1972) ont proposé des interprétations de l'essai pressiométrique à partir des solutions de Gibson et Anderson (1961) appliquées à une courbe contrainte-déformation discrétisée et basée sur le principe de similitude.

Wroth et Hughes présentent en 1973 le premier modèle de pressiomètre autoforeur à Cambridge, fabriqué par Cambridge InSitu Limited (Figure 2-8).

Le pressiomètre autoforeur (SBPM) a été développé simultanément en France et en Angleterre. Les pressiomètres autoforeurs ont été développés indépendamment par Baguelin *et al.* (1972) et par Wroth et Hughes (1973) dans un but de minimiser le remaniement du sol encaissant causé par l'installation de la sonde. Ce pressiomètre, présenté en détail à la Figure 2-9 a été décrit par Wroth et Hughes (1973) comme une machine qui perce un tunnel. Un autre type d'appareil pressiométrique autoforeur à trousse coupante présenté par Benoît *et al.* (1995) est décrit à la Figure 2-10.

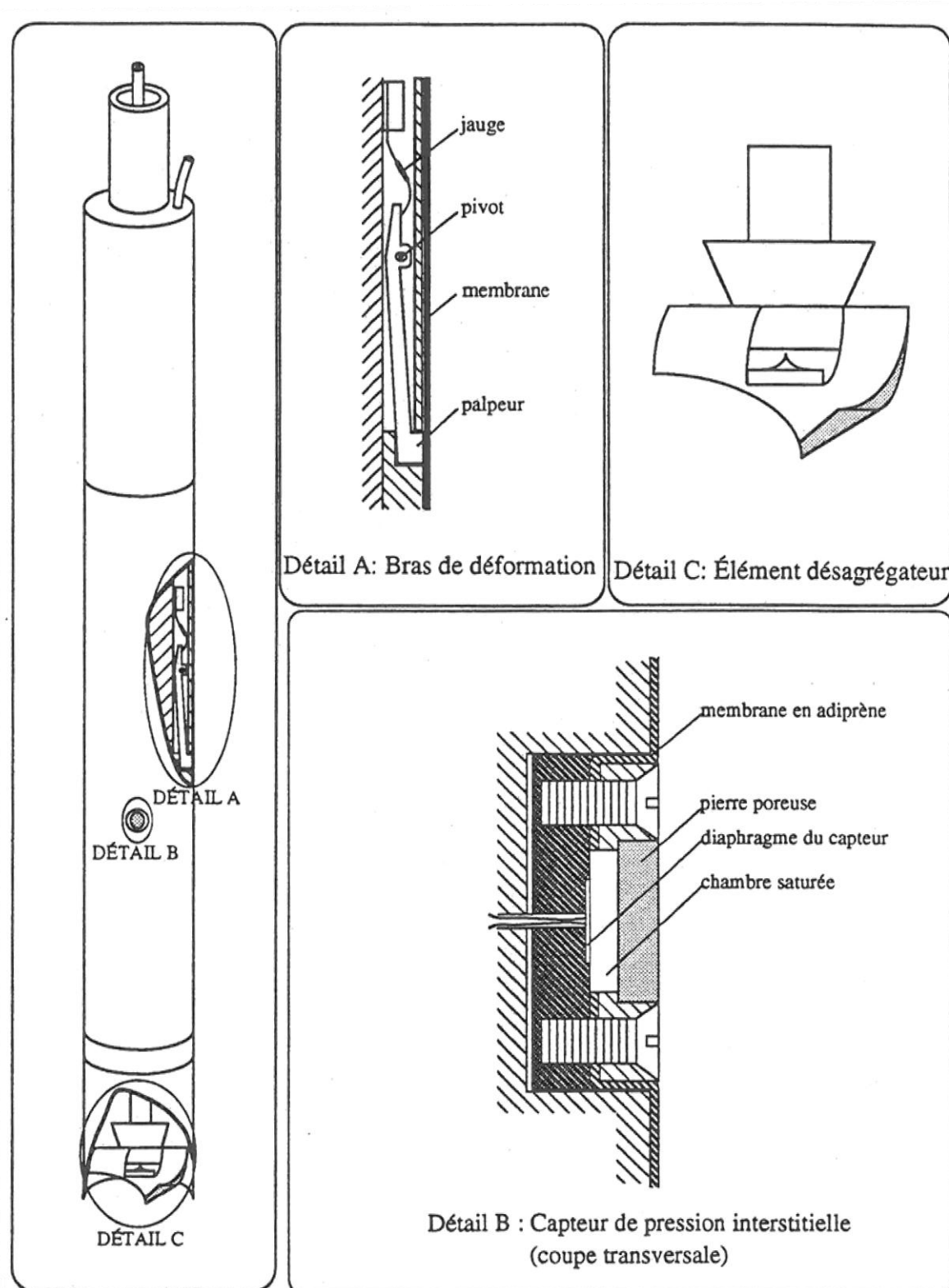


Figure 2-8 : Pressiomètre autoforeur de Cambridge (Hammouche, 1995).

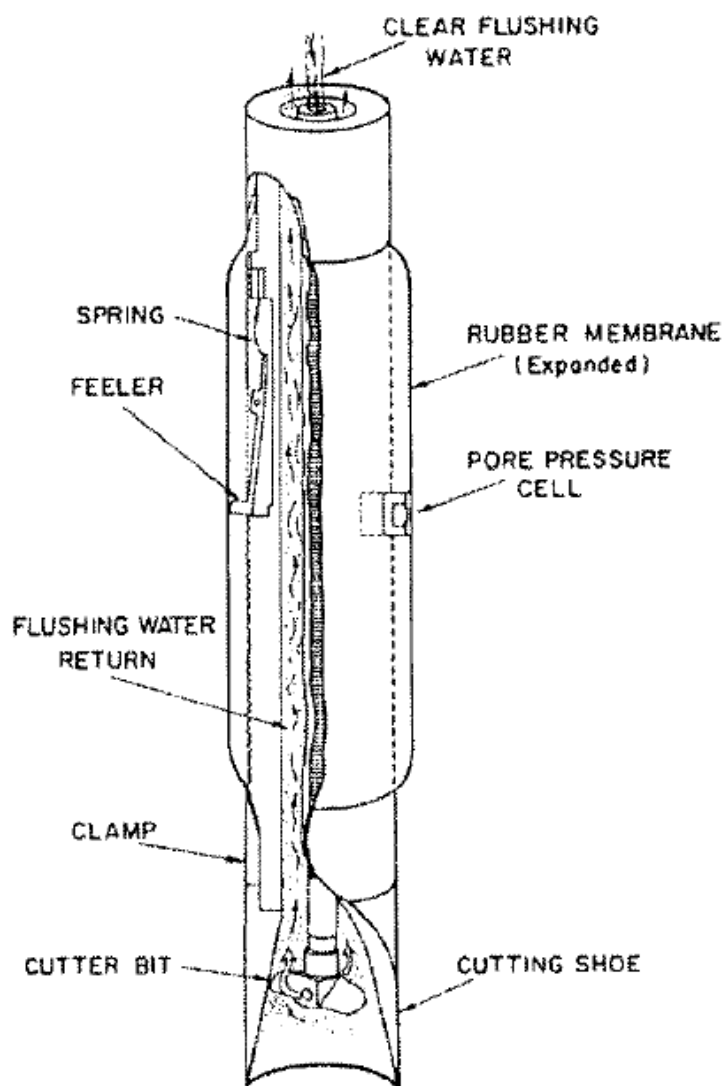


Figure 2-9 : Les détails principaux du pressiomètre autoforeur (Wroth et Hughes 1973).

La conception des pressiomètres de type-déplacement ne permet pas l'extraction du sol durant la phase de pénétration de la sonde jusqu'à la profondeur voulue. Le volume total de la sonde doit être logé dans la masse du sol à la manière d'un essai de pénétration au cône CPT. La Figure 2-11 et la Figure 2-12 décrivent le pressiomètre à déplacement total (FDPM) ou pressiomètre-cône (Withers *et al.* 1986) et le dispositif « push-in » à bout ouvert PIPM (Henderson *et al.*, 1980) respectivement. Ces dispositifs induisent plus de remaniement dans le sol encaissant la sonde que ceux des pressiomètres autoforeurs.

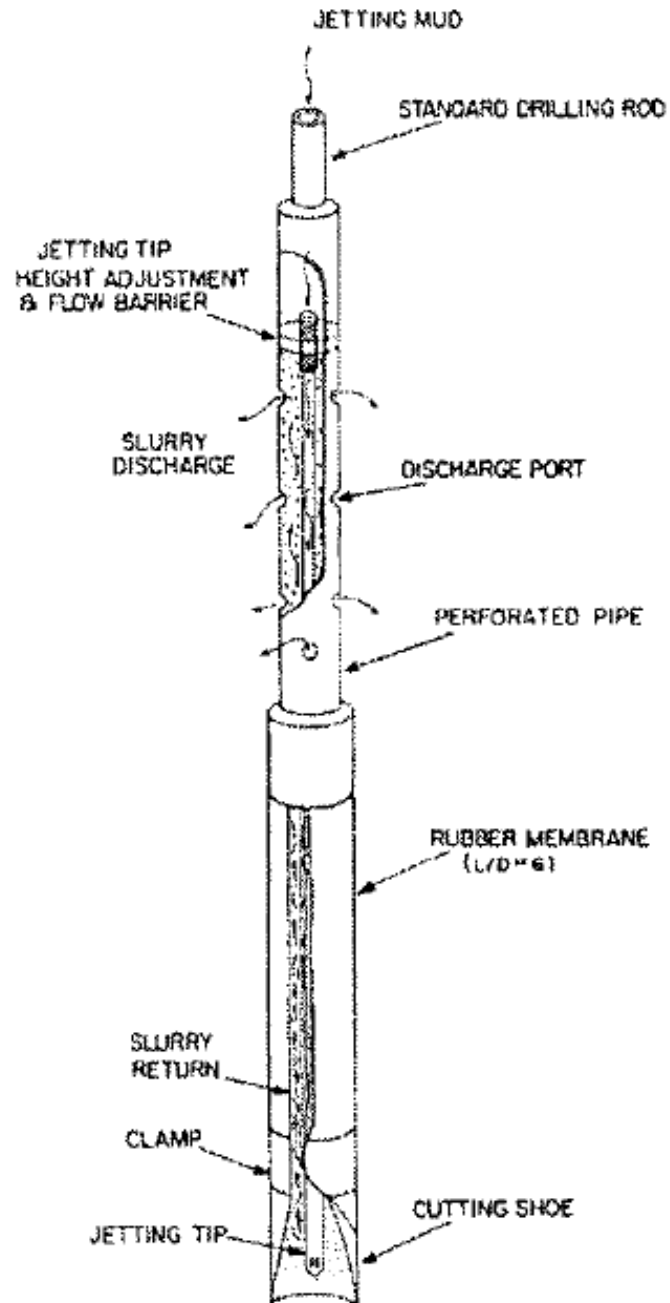


Figure 2-10 : Dispositif à trousse coupante (Benoît *et al.* 1995).

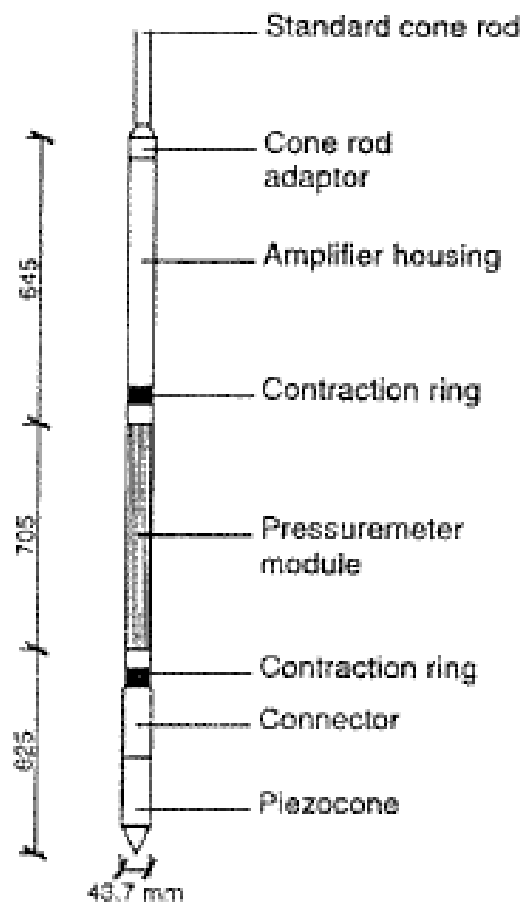


Figure 2-11 : Pressiomètre à déplacement total (Withers *et al.* 1986).

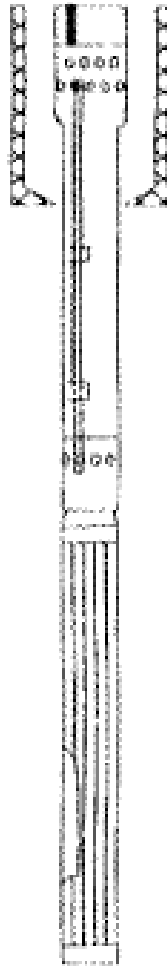


Figure 2-12: Pressiomètre “Push-in” (Henderson *et al.* 1980).

2.4.2 Contraintes et déformations dans un sol induites par l’expansion d’une cavité cylindrique

La théorie d’interprétation d’un essai pressiométrique est basée sur l’expansion d’une cavité cylindrique dans un milieu infini. Cette cavité est supposée infiniment longue et le sol est supposé illimité, isotrope, homogène et non pesant. Soit r_0 le rayon initial (avant toute expansion) de la cavité cylindrique ayant l’axe de symétrie vertical OZ (Figure 2-13). À l’état initial, le sol est sollicité par : 1) la contrainte uniforme et horizontale des terres au repos p_0 , qui est appliquée également sur la paroi de la cavité, et 2) une contrainte verticale uniforme σ_{v0} .

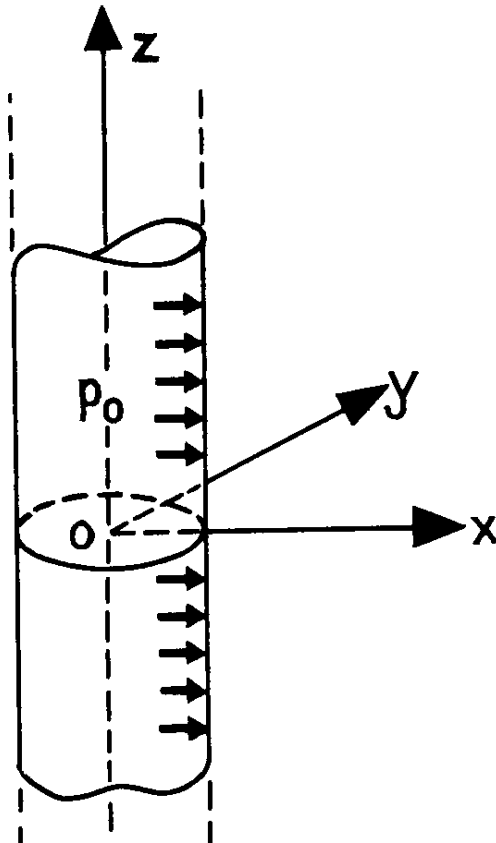


Figure 2-13 : État initial d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (Baguelin *et al.*, 1978).

L'augmentation (Δp) de la pression initiale appliquée sur la paroi de la cavité amorce l'expansion uniforme de cette cavité. Ici, les déformations sont planes (seul le déplacement radial et dans un plan horizontal est possible), et un point matériel situé à une distance radiale r , va subir un déplacement u , pour atteindre une distance radiale déformée ρ ($\rho > u$) :

$$\rho = u + r \quad (2.12)$$

Suite à cette expansion montrée à la (Figure 2-14), un élément linéaire dr orienté radialement subira une contraction sans rotation, alors qu'un élément linéaire $rd\theta$ subira une elongation tout en restant perpendiculaire à dr (Baguelin *et al.*, 1978). Conséquemment, les directions radiale et circonférentielle, sont les directions des déformations principales (ε_r et ε_θ) et des contraintes principales (σ_r et σ_θ). En admettant que les elongations et les contractions sont respectivement

signées positivement et négativement, les déformations ε_r et ε_θ peuvent être déterminées à partir de $u = u(r)$:

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \frac{du}{dr} \\ \varepsilon_\theta &= \frac{(r+u)d\theta - rd\theta}{rd\theta} = \frac{u}{r}\end{aligned}\quad (2.13)$$

Dans l'expression précédente, ε_θ n'est autre que la déformation de Cauchy, c.-à.-d. $\varepsilon_\theta = (dl - dl_0)/dl_0$ avec : dl = longueur initiale de l'élément linéaire et dl_0 = longueur de cet élément dans l'état déformé. À la Figure 2-15, on montre les états initial et déformé d'un élément subissant une expansion cylindrique en déformations planes. À la même figure, la déformation γ est définie par :

$$\gamma = \varepsilon_\theta - \varepsilon_r \quad (2.14)$$

À la Figure 2-16 on trouve une représentation des contraintes principales appliquées sur un élément en déformation plane. En raison de la nature axisymétrique du problème étudié, les contraintes radiales et tangentielles sont des contraintes principales. Elles seront signées positivement en compression et négativement en traction. En se limitant aux petites déformations, l'équation d'équilibre dans le plan horizontal peut être écrite de la façon suivante :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.15)$$

Cette équation d'équilibre peut être déduite de l'équation (2.3) en posant $m = 1$. La résistance au cisaillement maximale en un point matériel est donnée par l'équation :

$$\tau_m = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \quad (2.16)$$

où la différence entre les contraintes principales ($\sigma_r - \sigma_\theta$) est le déviateur.

La courbe pressiométrique (c.-à.-d., pression appliquée par le pressiomètre sur la paroi de la cavité en fonction de la déformation volumétrique ou radiale de la sonde) peut être obtenue à partir d'un essai pressiométrique. Plus loin, dans la section 2.5, on présente les principales théories d'interprétation d'un essai pressiométrique et les différentes approches qui permettent de déterminer la résistance au cisaillement non drainé de l'argile au sens de l'équation (2.16).

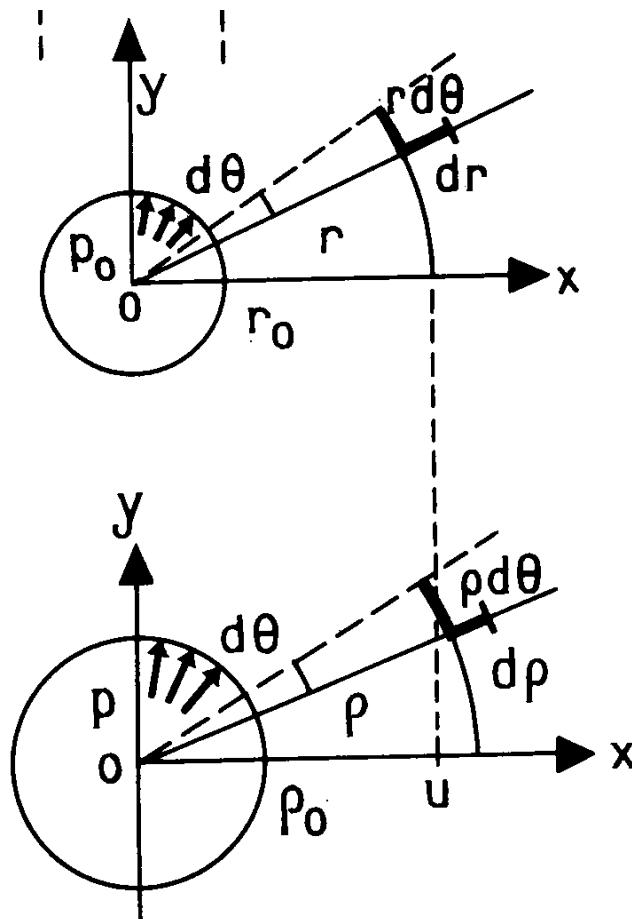


Figure 2-14 : État initial et déformé des éléments dr et $rd\theta$ (Baguelin *et al.*, 1978).

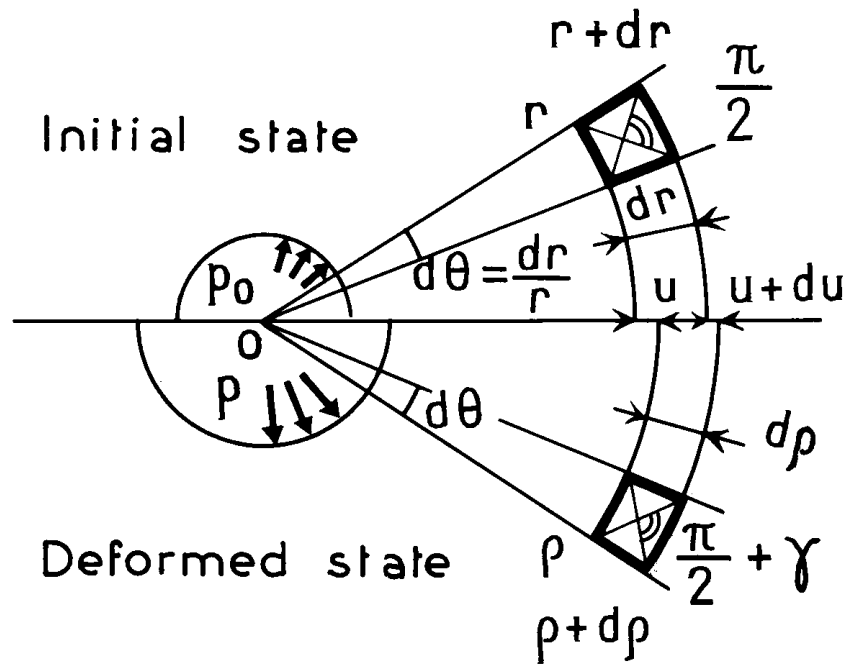


Figure 2-15 : États initial et déformé d'un élément subissant une expansion cylindrique (Baguelin *et al.*, 1978).

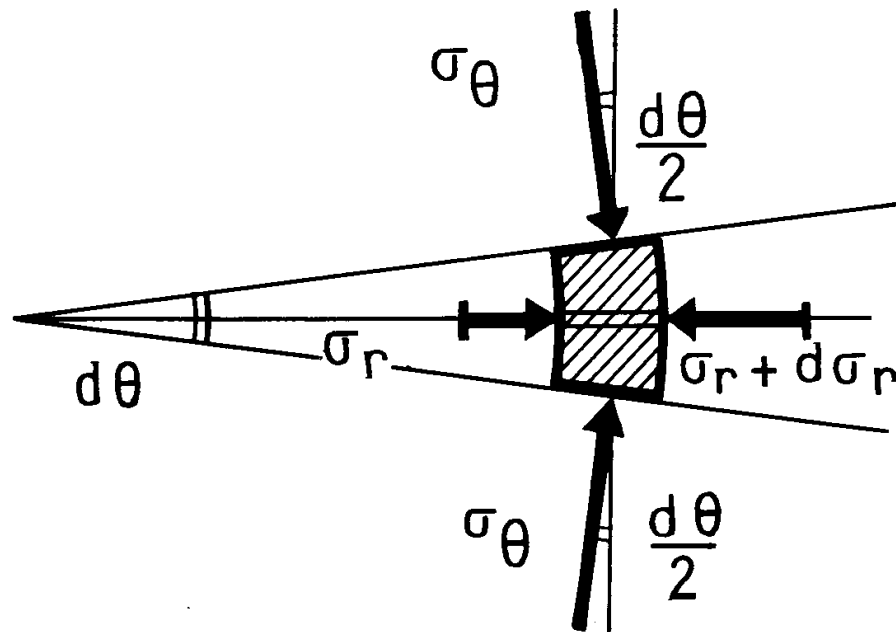


Figure 2-16 : État des contraintes sur un élément déformé (Baguelin *et al.*, 1978).

2.5 Détermination de la résistance au cisaillement non drainé d'une argile à partir d'un essai pressiométrique

La résistance au cisaillement non drainé d'une argile est un des principaux paramètres qui peut être déduit d'un essai pressiométrique. Plusieurs relations permettent de définir la résistance au cisaillement non drainé pendant l'expansion de la cavité lors de l'essai. Le fait que l'essai soit réalisé rapidement dans un sol peu perméable comme une argile permet de le considérer comme un essai non drainé, d'où l'obtention de S_u . Parmi les premières méthodes d'interprétation à avoir été développées, on retrouve celles de Ménard (1956) et Gibson et Anderson (1961) qui supposent un comportement élastique-parfaitement plastique du sol.

L'approche de Ménard est empirique et peu précise. La relation qui lie la résistance au cisaillement non drainé déterminée au pressiomètre (S_{u-PMT}) et la pression limite (P_L) peut s'écrire (Ménard, 1956) :

$$P_L = P_{0h} + S_{u-press} \left(1 + \ln \frac{E_u}{2S_{u-press} (1 + \nu_u)} \right) \quad (2.17)$$

où :

P_L est la pression à une déformation infinie;

P_{0h} est la pression horizontale totale des terres au repos;

E_u est le module de Young du sol non drainé;

S_{u-PMT} est la résistance au cisaillement non drainé déterminée au pressiomètre; et

ν_u est le coefficient de Poisson du sol non drainé.

En posant :

$$N_p = 1 + \ln \frac{E_u}{2S_{u-press} (1 + \nu_u)} \quad (2.18)$$

on a :

$$P_L = P_{0h} + (S_{u-PMT} \times N_p)$$

D'après Ladd *et al.* (1980), N_p varie de 4.5 à 7.5. L'expression de la résistance au cisaillement déterminée à partir du pressiomètre peut être simplifiée de la façon suivante :

$$S_{u-PMT} = \frac{P_L - P_{0h}}{N_p} \quad (2.19)$$

En 1972, Baguelin *et al.*, Ladanyi et Palmer ont proposé chacun une méthode permettant non seulement de définir la résistance au cisaillement non drainé du sol, mais également toute la courbe contrainte-déformation de ce sol. De plus, ces méthodes n'imposent aucune loi de comportement au sol et sont donc plus réalistes. Bien que le développement des trois méthodes diffère, le résultat est similaire. La théorie de Gibson et Anderson (1961) est d'abord présentée, suivie des trois méthodes décrites par Baguelin *et al.* (1972), Ladanyi (1972) et Palmer (1972).

2.5.1 Approche de Gibson et Anderson (1961)

L'approche de Gibson et Anderson (1961) a été développée dans le but de caractériser la résistance des sols argileux saturés, c.-à.-d., pour déterminer le module de Young E et la résistance au cisaillement non drainé. Ces auteurs ont développé une relation théorique qui lie le volume de la cellule pressiométrique aux pressions de contact appliquées au sol au niveau de l'essai. Cette méthode est applicable pour un essai effectué avec un pressiomètre de type Ménard. Pour ce type d'essai, la sonde est installée dans un trou pilote pré-foré.

Soit a_0 le rayon du trou pré-foré dans un milieu argileux. La pression initiale (p_0) qui est appliquée sur la paroi de la cavité pré-forée (de rayon a_0) est réduite à zéro suite au forage du trou. Idéalement, les conditions initiales doivent être retrouvées lorsque la pression dans la sonde augmente de nouveau de zéro pour atteindre la valeur p_0 .

En supposant : 1) que les déformations radiales sont planes, et 2) un comportement linéaire de l'argile jusqu'à ce que le déviateur des contraintes atteigne $2S_u$; la théorie de l'élasticité permet d'écrire :

$$E\Delta e_r = (1-\nu^2)\Delta\sigma_r - \nu(1+\nu)\Delta\sigma_\theta = -E(du/dr) \quad (2.20)$$

$$E\Delta e_\theta = (1-\nu^2)\Delta\sigma_\theta - \nu(1+\nu)\Delta\sigma_r = -Eu/r \quad (2.21)$$

où :

- $u(r)$ est le déplacement radial,
- $\Delta\sigma_r$ et $\Delta\sigma_\theta$ sont respectivement les variations des contraintes principales radiales et tangentielles qui sont signées positivement tel que :

$$\sigma_r = p_0 + \Delta\sigma_r \quad (2.22)$$

$$\sigma_\theta = p_0 + \Delta\sigma_\theta \quad (2.23)$$

- e_r et e_θ sont respectivement les déformations radiales et tangentielles.

De ce qui précède, on peut conclure que :

$$\sigma_\theta = p_0 - \left[\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \right] \left\{ \frac{u}{r} + \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \left(\frac{du}{dr} \right) \right\} \quad (2.24)$$

et

$$\sigma_r = p_0 - \left[\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \right] \left\{ \frac{du}{dr} + \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \left(\frac{u}{r} \right) \right\} \quad (2.25)$$

L'équation d'équilibre de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique décrite précédemment est réécrite ici :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \left(\frac{1}{r} \right) (\sigma_r - \sigma_\theta) = 0 \quad (2.26)$$

Cette équation doit être satisfaite en tout point du sol. En éliminant les contraintes entre ces trois dernières équations, Gibson et Anderson (1961) ont trouvé que le déplacement élastique est donné par la formule :

$$r^2 \left(\frac{d^2 u}{dr^2} \right) + r \left(\frac{du}{dr} \right) - u = 0 \quad (2.27)$$

La solution de cette équation, permet de déterminer la contrainte radiale totale à une distance r du centre de la cavité. On a ainsi :

$$\sigma_r = p_0 + \Delta p \frac{a_0^2}{r^2} \quad (2.28)$$

où Δp est l'augmentation de la pression appliquée sur la cavité ($\sigma_r = p_0 + \Delta p$ quand $r = a_0$).

De même, le déplacement radial de la paroi de la cavité est donné par la formule suivante :

$$u(a_0) = \Delta p \left[\frac{(1+\nu)}{E} \right] a_0 \quad (2.29)$$

où ν est le coefficient de Poisson. Les équations (2.28) et (2.29) sont valides uniquement dans la phase de comportement élastique, c.-à.-d., tant que le déviateur reste inférieur à $2S_u$. Donc :

$$|\sigma_r - \sigma_\theta| < 2S_u \quad \text{pour } r \geq a_0 \quad (2.30)$$

et aussi à partir des équations (2.24) et (2.25), on a :

$$|\sigma_r - \sigma_\theta| = 2\Delta p \left(\frac{a_0^2}{r^2} \right) \quad (2.31)$$

La zone plastique sera initiée au niveau de la paroi de la cavité lorsque la pression interne appliquée sur cette cavité atteint :

$$p = p_0 + S_u \quad (2.32)$$

à ce moment, le rayon de la cavité devient :

$$a_0 + u(a_0) = \left[\frac{(1+\nu)}{E} \right] a_0 S_u \quad (2.33)$$

Supposons maintenant que la pression interne appliquée sur la paroi de la cavité continue à croître au delà de la valeur de $p_0 + S_u$. Dans ce dernier cas, un anneau de forme cylindrique et contenant une argile à l'état plastique va se développer dans le sol. Cet anneau s'étend de la paroi de la cavité ($r = a$), jusqu'à un rayon $r = R$. Gibson et Anderson (1961) supposent que les rayons a et R sont tous deux fonction de p .

Les contraintes à l'intérieur de cet anneau plastique ($a \leq r \leq R$) peuvent maintenant être déterminées en se rappelant que l'équation d'équilibre (2.26) doit être satisfaite à l'intérieur de cet anneau plastique. Pour cette argile en état plastique, le déviateur vaut :

$$|\sigma_r - \sigma_\theta| = 2S_u, \quad a \leq r \leq R \quad (2.34)$$

Étant donné que $\sigma_r = p$ pour $r = a$, et à partir des équations (2.26) et (2.34), la contrainte radiale peut être déterminée de la manière suivante :

$$\sigma_r = p - 2S_u \ln\left(\frac{r}{a}\right) \quad (2.35)$$

et à l'interface entre les régions plastique et élastique, soit à $r = R$:

$$\sigma_{r=R} = p - 2S_u \ln\left(\frac{R}{a}\right) \quad (2.36)$$

et le déplacement radial élastique au rayon R depuis le début du chargement où $p = p_0$ est calculé à partir des équations (2.29) et (2.35) :

$$u(R) = \left[\frac{(1+\nu)}{E} \right] R \left[p - 2S_u \ln\left(\frac{R}{a}\right) - p_0 \right] \quad (2.37)$$

Il est connu que pour $r = R$, juste à l'intérieur de la région élastique, l'argile se prépare pour devenir plastique, et il s'en suit des équations (2.32) et (2.35) que :

$$p = p_0 - 2S_u \ln\left(\frac{R}{a}\right) = S_u \quad (2.38)$$

et, par suite, on peut déduire à partir des équations (2.37) et (2.38) que :

$$u(R) = \left[\frac{(1+\nu)}{E} \right] RS_u \quad (2.39)$$

Il est admis que l'essai pressiométrique est fait rapidement dans l'argile, c.-à.-d., que durant cet essai, le volume du sol non drainé reste constant. Le volume de l'anneau d'argile (en état plastique) compris entre a et R ($a \leq r \leq R$), soit $\pi(R^2 - a^2)$ par unité de hauteur, demeure constant. À l'étape de l'essai où la pression appliquée sur la cavité était égale à la pression des terres initiale ($p = p_0$), cette même argile existait à l'intérieur de l'anneau compris dans l'intervalle suivant :

$$a_0 + p_0 \left[\frac{(1+\nu)}{E} \right] a_0 \leq r \leq R - u(R) \quad (2.40)$$

le volume par unité de hauteur de cet anneau correspond à :

$$\pi \left[\left\{ R - u(R) \right\}^2 - \left\{ a_0 + p_0 \left[\frac{(1+\nu)}{E} \right] a_0 \right\}^2 \right] \quad (2.41)$$

Ces deux volumes sont égaux dans un essai non drainé. En utilisant l'équation (2.39) et en négligeant certains termes très petits, Gibson et Anderson (1961) trouvent que :

$$\left(\frac{R}{a} \right)^2 + \frac{(a_0/a)^2 p_0}{S_u} = \left[\frac{E}{2(1+\nu)S_u} \right] \left[1 - \left(\frac{a_0}{a} \right)^2 \right] \quad (2.42)$$

Par suite, à partir des équations (2.42) et (2.38) le rayon courant de la cavité est relié à la pression interne p par la relation :

$$p = p_0 + S_u + S_u \ln \left\{ \left[\frac{E}{2(1+\nu)S_u} \right] \left[1 - \left(\frac{a_0}{a} \right)^2 \right] - \frac{(a_0/a)^2 p_0}{S_u} \right\} \quad (2.43)$$

Les étapes l'un essai pressiométrique effectué dans des conditions non drainées ont été résumées par Gibson et Anderson (1961) de la manière suivante :

Étape 1 : La pression augmente de zéro à p_0 , soit la pression horizontale in-situ initiale. Durant cette étape, la relation suivante est valable :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{2p(1+\nu)}{E}, \quad 0 \leq p \leq p_0 \quad (2.44)$$

où V_0 est le volume original de la cellule pressiométrique et ΔV est l'augmentation de ce volume.

Étape 2 : La pression augmente de p_0 à $p + S_u$ pour laquelle la phase plastique est initiée et :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{2p(1+\nu)}{E}, \quad p_0 \leq p \leq p_0 + S_u \quad (2.45)$$

Étape 3 : Suite à l'initiation de la phase plastique, la pression devient à $p_0 + S_u$, et durant cette étape on a :

$$p = p_0 + S_u + S_u \ln \left\{ \left[\frac{E}{2(1+\nu)S_u} \right] \frac{\Delta V}{V} - \frac{(1 - \Delta V/V) p_0}{S_u} \right\} \quad (2.46)$$

où $V = V_0 + \Delta V$. La pression limite (P_L) pour laquelle la cavité va subir une expansion infinie est donnée par la formule :

$$p_L = p_0 + S_u \left\{ 1 + \ln \left[\frac{E}{2S_u(1+\nu)} \right] \right\} \quad (2.47)$$

Dans un essai pressiométrique, la pression limite ne peut être mesurée, car l'expansion de la cellule pressiométrique ne peut s'étendre. En réarrangeant l'équation (2.46), on peut la réécrire de la manière suivante :

$$p = p_L + S_u \ln \left[\frac{\Delta V}{V} - \frac{2(1 - \Delta V/V)(1 + \nu) p_0}{E} \right] \quad (2.48)$$

Les résultats d'un essai pressiométrique peuvent être représentés par une courbe $p - \ln(\Delta V/V)$ dans un diagramme semi-logarithmique de la pression en fonction de $\Delta V/V$. Cette courbe présente deux parties distinctes : 1) la partie initiale de la courbe qui correspond au comportement élastique de l'argile, et 2) la partie complémentaire de la partie initiale, qui correspond à la phase élastique-plastique. Cette partie est approximativement linéaire tant que p_0/E est petit par rapport à $\Delta V/V$.

La résistance au cisaillement non drainé peut être déterminée à partir de la phase plastique qui apparaît comme une droite. Ainsi, en considérant deux points sur cette droite, et à partir de l'équation (2.48), on peut écrire :

$$p_1 = p_L + S_u \ln \left[\frac{\Delta V}{V_1} \right] \Rightarrow p_L = p_1 - S_u \ln \left[\frac{\Delta V}{V_1} \right] \quad (2.49)$$

$$p_2 = p_L + S_u \ln \left[\frac{\Delta V}{V_2} \right] \Rightarrow p_L = p_2 - S_u \ln \left[\frac{\Delta V}{V_2} \right] \quad (2.50)$$

d'où, en égalant p_L dans les équations (2.49) et (2.50), on a :

$$p_L = p_1 - S_u \ln \left[\frac{\Delta V}{V_1} \right] = p_2 - S_u \ln \left[\frac{\Delta V}{V_2} \right] \Rightarrow S_u \left\{ \ln \left[\frac{\Delta V}{V_2} \right] - \ln \left[\frac{\Delta V}{V_1} \right] \right\} = p_2 - p_1$$

ce qui permet de trouver :

$$S_u = \frac{p_2 - p_1}{\ln \frac{\Delta V}{V_2} - \ln \frac{\Delta V}{V_1}} \quad (2.51)$$

Gibson et Anderson (1961) proposent cette formule simple et efficace pour la détermination de la résistance au cisaillement non drainé. Cependant, l'équation (2.51) a été dérivée en supposant que le comportement mécanique du sol est élastique-parfaitement plastique. Cette dernière hypothèse, qui ne peut modéliser la non-linéarité d'origine matérielle des argiles, constitue le point faible de l'approche de Gibson et Anderson (1961). Pour cette dernière raison, et par la suite, plusieurs chercheurs ont élaboré des théories d'interprétation indépendantes du modèle mécanique du sol et qui seront présentées dans les sections suivantes.

2.5.2 Approche de Baguelin *et al.* (1972)

Baguelin *et al.* (1972) ont étudié l'expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents. Dans un repère cylindrique, considérons un volume élémentaire du sol (qui demeure dans des conditions axisymétriques et non drainées durant l'expansion) de dimensions dr , $d\theta$ et dz . Ce volume est situé dans le sol à une distance radiale r de l'axe OZ (Figure 2-17). Durant l'expansion de la cavité cylindrique, il est supposé que les déformations restent planes, et un point matériel de coordonnée radiale r subit un déplacement radial u_r tel que :

$$\rho = r + u_r \quad (2.52)$$

où ρ est la coordonnée radiale de ce point après son déplacement (Figure 2-17).

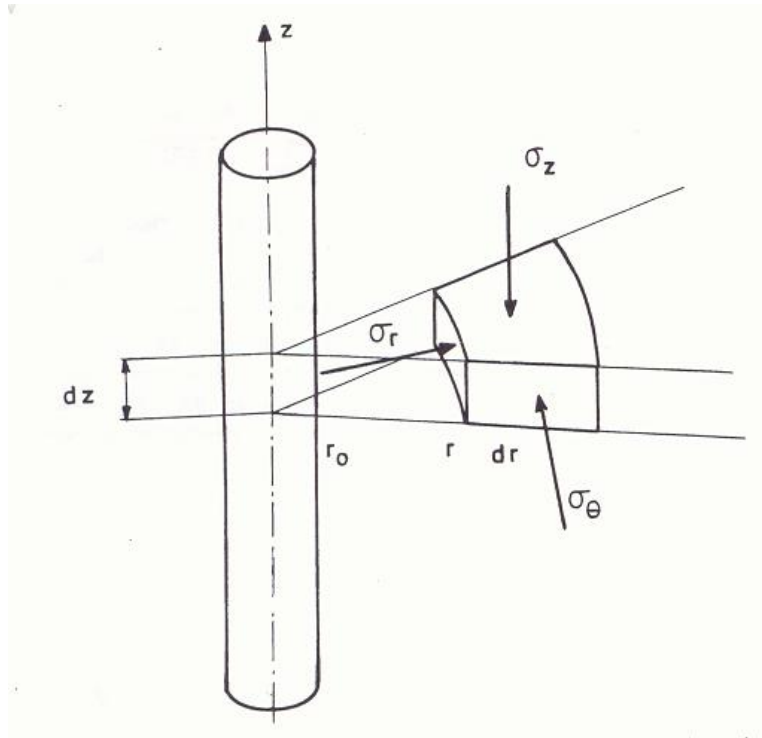


Figure 2-17 : Expansion d'une cavité cylindrique. Coordonnées de l'élément de volume (Baguelin *et al.*, 1972).

Si on suppose que le sol demeure dans des conditions non drainées, l'argile va se déformer à volume constant durant l'expansion. Les déformations radiales (ε_r) et tangentiels (ε_θ) sont données par :

$$\varepsilon_r = \frac{d\rho - dr}{dr} = \frac{du_r}{dr} \quad (2.53)$$

et

$$\varepsilon_\theta = \frac{\rho d\theta - r d\theta}{r d\theta} = \frac{u_r}{r} \quad (2.54)$$

Par suite, la déformation tangentielle au niveau de la paroi de la cavité s'écrit :

$$\varepsilon_{\theta 0} = \frac{u_{r0}}{r_0} \quad (2.55)$$

Dans un essai non drainé, la condition de non-variation de volume est la suivante :

$$\rho^2 - r^2 = \rho_0^2 - r_0^2 = a^2 \quad (2.56)$$

Les déformations radiale et tangentielle $\varepsilon_r = du_r/dr$ et $\varepsilon_\theta = u_r/r$, ainsi que l'angle de cisaillement γ sont donnés par les deux équations suivantes :

$$r^2 \left[(1 + \varepsilon_\theta)^2 - 1 \right] = r_0^2 \left[(1 + \varepsilon_{\theta 0})^2 - 1 \right] = a^2 \quad (2.57)$$

et

$$\tan\left(\frac{\pi}{4} + \gamma\right) = \frac{1 + \varepsilon_\theta}{1 + \varepsilon_r} = (1 + \varepsilon_{\theta 0})^2 = \frac{1}{(1 + \varepsilon_r)^2} = 1 + \frac{a^2}{r^2} \quad (2.58)$$

Dans l'hypothèse de petites déformations, il est admis que $\rho \approx r$, et les équations (2.56) et (2.58) deviennent :

$$u_r \approx \frac{a^2}{2r^2} \quad (2.59)$$

$$\varepsilon_\theta \approx -\varepsilon_r \approx \gamma \approx \frac{a^2}{2r^2} \quad (2.60)$$

où $a^2 = \rho_0^2 - r_0^2$.

Il est à rappeler que la seule équation d'équilibre est la suivante :

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\rho} = -\frac{d\sigma_r}{d\rho} \quad (2.61)$$

Puisque les contraintes initiales sont uniformes, l'équation (2.61) peut être écrite sous la forme :

$$\frac{\Delta(\sigma_r - \sigma_\theta)}{\rho} = -\frac{d(\Delta\sigma_r)}{d\rho} \quad (2.62)$$

Puisque les contraintes principales ne subissent pas de rotation, il est supposé que la déformation tangentielle ε_θ dépend seulement du déviateur $(\sigma_r - \sigma_\theta)$, tel que montré à la Figure 2-18. Ainsi, on a l'équation suivante :

$$\tau = \frac{\Delta(\sigma_r - \sigma_\theta)}{2} = f(\varepsilon_\theta) \quad (2.63)$$

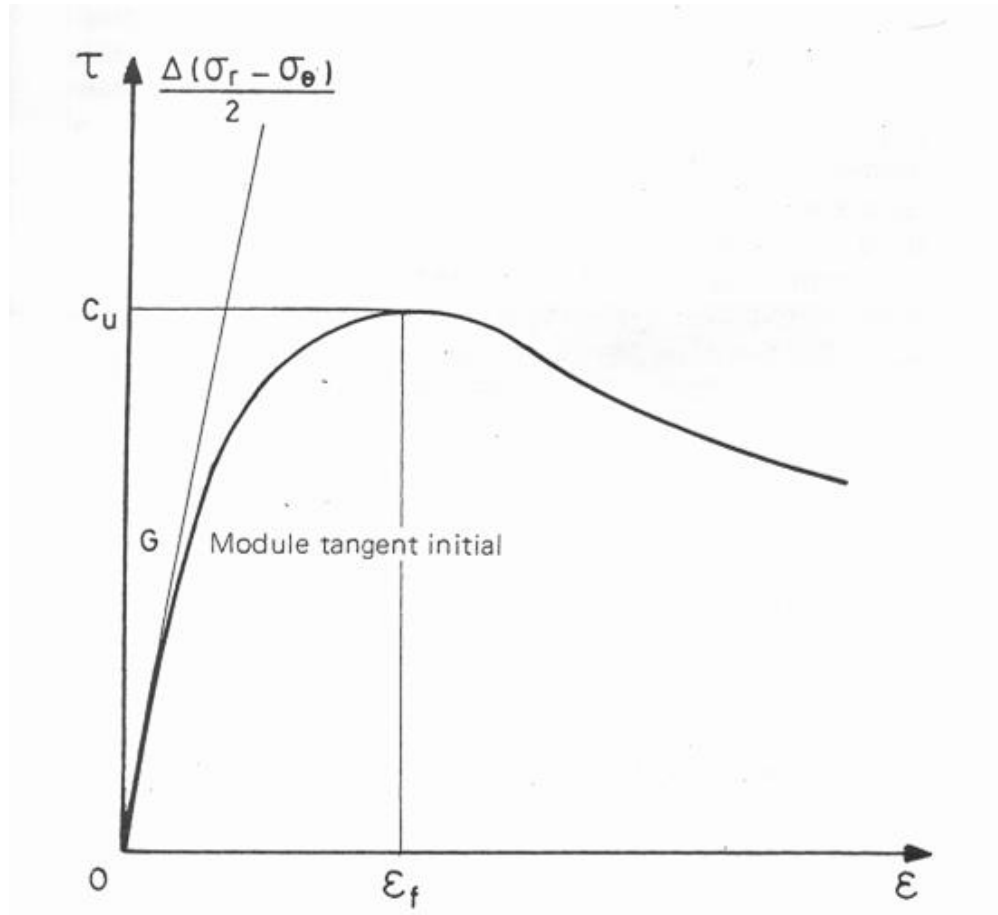


Figure 2-18 : Courbe de cisaillement du sol (Baguelin *et al.*, 1972).

L'équation (2.57) permet de déterminer la distribution des déformations ε_θ à partir du déplacement radial de la paroi de la cavité (u_{r0}), et la distribution du déviateur $(\sigma_r - \sigma_\theta)$ peut être calculée par l'équation (2.63). En intégrant l'équation (2.62), on peut déterminer $\Delta\sigma_r$ en un point situé à une distance initiale r_1 . On a :

$$\Delta\sigma_{r_1} = \int_{\rho_1}^{\infty} 2f(\varepsilon_{\theta}) \frac{d\rho}{\rho} \quad (2.64)$$

avec :

$$\rho = r(1 + \varepsilon_{\theta}) \quad (2.65)$$

et

$$\frac{d\rho}{\rho} = \frac{dr}{r} + \frac{d\varepsilon_{\theta}}{1 + \varepsilon_{\theta}} \quad (2.66)$$

et d'après l'équation (2.57), on a :

$$\frac{d\rho}{\rho} = \frac{-d\varepsilon_{\theta}}{\varepsilon_{\theta}(1 + \varepsilon_{\theta})(2 + \varepsilon_{\theta})} \quad (2.67)$$

Et, en petites déformations :

$$\frac{d\rho}{\rho} = \frac{-d\varepsilon_{\theta}}{2\varepsilon_{\theta}} \quad (2.68)$$

De ce qui précède, l'équation (2.64) peut être écrite sous la forme :

$$\Delta\sigma_{r_1} = \int_0^{\varepsilon_{\theta 1}} \frac{f(\varepsilon_{\theta})}{\varepsilon_{\theta}(1 + \varepsilon_{\theta})\left(1 + \frac{\varepsilon_{\theta}}{2}\right)} d\varepsilon_{\theta} \quad (2.69)$$

En petites déformations, l'équation (2.69) se réduit à :

$$\Delta\sigma_{r_1} = \int_0^{\varepsilon_{\theta 1}} \frac{f(\varepsilon_{\theta})}{\varepsilon_{\theta}} d\varepsilon_{\theta} \quad (2.70)$$

Dans les équations (2.69) et (2.70), si on remplace la limite supérieure de l'intégrale $\varepsilon_{\theta 1}$ par $\varepsilon_{\theta 0} = u_{ro}/r_0$ (où u_{ro} correspond au déplacement de la paroi et r_0 est le rayon initial de la cavité), ces deux formules permettent de calculer la pression appliquée sur la paroi de cavité

$P = \sigma_{r0} = \Delta\sigma_{r0} + \sigma_{ri}$. Si on fait varier $\varepsilon_{\theta0}$, on peut facilement obtenir la courbe pressiométrique qui est maintenant définie comme une relation entre $P = \sigma_{r0}$ et la déformation circonférentielle $\varepsilon_{\theta0} = u_{r0}/r_0$ (plutôt que la déformation volumique). De ce qui précède, on a :

$$\sigma_{r0} = \sigma_{ri} + \int_0^{\varepsilon_{\theta0}} \frac{f(\varepsilon_{\theta})}{\varepsilon_{\theta}(1+\varepsilon_{\theta})\left(1+\frac{\varepsilon_{\theta}}{2}\right)} d\varepsilon_{\theta} \quad (2.71)$$

et en petites déformations, la courbe pressiométrique est décrite par l'équation suivante :

$$\sigma_{r0} = \sigma_{ri} + \int_0^{\varepsilon_{\theta0}} \frac{f(\varepsilon_{\theta})}{\varepsilon_{\theta}} d\varepsilon_{\theta} \quad (2.72)$$

Pour obtenir la courbe de cisaillement élémentaire $\tau = f(\varepsilon_{\theta0})$ à partir de la courbe pressiométrique $\sigma_{r0} = F(\varepsilon_{\theta0})$, il suffit de dériver l'équation (2.71) par rapport à $\varepsilon_{\theta0}$ pour obtenir :

$$\tau = f(\varepsilon_{\theta}) = \varepsilon_{\theta0}(1+\varepsilon_{\theta0})\left(1+\frac{\varepsilon_{\theta0}}{2}\right) \frac{dF}{d\varepsilon_{\theta0}} \quad (2.73)$$

et en petites déformations, il suffit de dériver l'équation (2.72) par rapport à $\varepsilon_{\theta0}$ pour obtenir :

$$\tau = f(\varepsilon_{\theta0}) = \varepsilon_{\theta0} \frac{dF}{d\varepsilon_{\theta0}} \quad (2.74)$$

où $dF/d\varepsilon_{\theta0}$ est la pente de la courbe pressiométrique. Les équations (2.73) et (2.74) permettent l'obtention de la courbe contrainte-déformation à partir de la courbe pressiométrique $\sigma_{r0} = F(\varepsilon_{\theta0})$. La valeur maximale de τ dans la courbe $\tau = f(\varepsilon_{\theta0})$ correspond à la résistance au cisaillement non-drainé S_u , c.-à.-d., $S_u = \tau_{\max}$ (Figure 2-19). Dans le cas particulier où les petites déformations sont considérées (c.-à.-d., l'équation (2.74)), on peut déterminer S_u à partir d'une construction graphique simple. En effet, l'équation (2.74) implique que la sous-tangente NT de la courbe pressiométrique est égale à la contrainte de cisaillement $\tau = f$ (Figure 2-19).

L'avantage de cette méthode est qu'aucune hypothèse n'a été faite sur le comportement élastique et plastique de l'argile. La difficulté principale dans l'utilisation de l'équation (2.74) est qu'elle nécessite la dérivation de la courbe pressiométrique, alors que cette opération est très sensible à la dispersion des mesures expérimentales (ex., il est difficile de déterminer la valeur de la déformation ε_f correspondant à $S_u = \tau_{\max}$ de la courbe expérimentale).

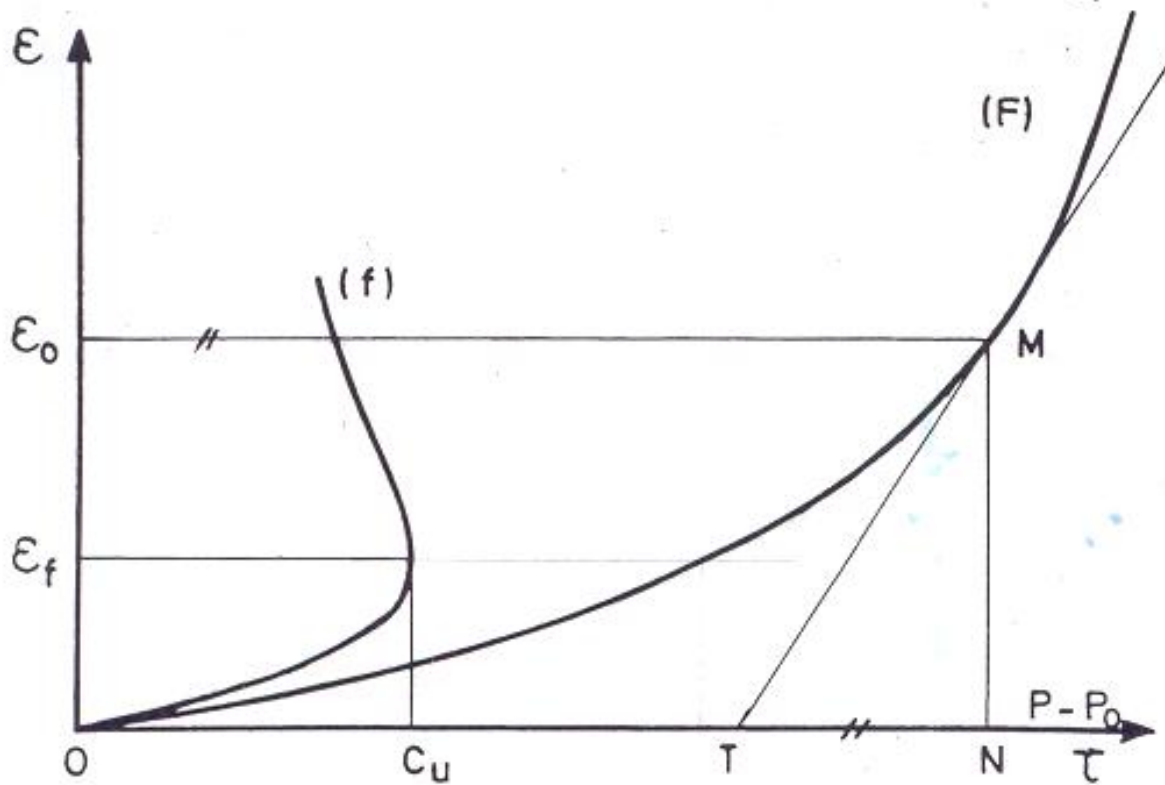


Figure 2-19 : Courbe pressiométrique et courbe élémentaire de cisaillement en petites déformations (Baguelin *et al.*, 1972).

2.5.3 Approche de Ladanyi (1972)

L'état des contraintes autour d'une cavité cylindrique subissant une expansion est donné par l'équation différentielle d'équilibre (2.15) dans laquelle le poids volumique du est omis.

Ladanyi (1972) suppose que la cavité subit une expansion dans un milieu composé d'un assemblage de cylindres minces concentriques. Si pendant l'expansion, les déformations restent planes, chaque cylindre est déformé et correspond à un point sur une même courbe contrainte-déformation. Le déviateur non drainé, mobilisé à l'intérieur d'un cylindre mince limité par les rayons entre r_i et r_{i+1} s'écrit (Figure 2-20 et Figure 2-21) :

$$q_{i,i+1} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{i,i+1} \quad (2.75)$$

Ce déviateur correspond à la déformation moyenne dans ce cylindre donnée par la formule :

$$\gamma_{i,i+1} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)_{i,i+1} \quad (2.76)$$

Pour le cylindre considéré, l'équation (2.15) peut être intégrée pour avoir :

$$\int_i^{i+1} d\sigma_r = - \int_i^{i+1} (\sigma_r - \sigma_\theta)_{i,i+1} \frac{dr}{r} = -q_{i,i+1} \int_i^{i+1} \frac{dr}{r} \quad (2.77)$$

ou bien

$$\sigma_{ri} - \sigma_{r,i+1} = q_{i,i+1} \ln \frac{r_{i+1}}{r_i} \quad (2.78)$$

Cette dernière équation peut s'écrire de la manière suivante :

$$q_{i,i+1} = \frac{\sigma_{ri} - \sigma_{r,i+1}}{\ln r_{i+1} - \ln r_i} \quad (2.79)$$

En raison de la symétrie du problème, la courbe pression-expansion peut être directement déduite d'une solution qui donne l'état des contraintes et des déformations autour d'une cavité subissant une expansion à partir d'un rayon initial nul. Ceci est possible car dans le sol, seules les contraintes radiales sont appliquées sur chaque surface cylindrique concentrique de sorte que chacune de ces surfaces peut être considérée comme la paroi d'un cylindre subissant une expansion égale au déplacement radial u créé par l'augmentation de la contrainte radiale de 0 à σ_r . Pour cette raison, les contraintes radiales σ_{ri} et $\sigma_{r,i+1}$ dans l'équation (2.79) peuvent être

encore considérées comme les pressions p_i et p_{i+1} appliquées sur la paroi de la cavité à deux étapes successives d'un essai pressiométrique (Figure 2-22).

Le dénominateur dans l'équation (2.79) peut être écrit comme suit :

$$\ln \frac{r_{i+1}}{r_i} = \ln \left(\frac{r}{a} \right)_{i+1} - \ln \left(\frac{r}{a} \right)_i \quad (2.80)$$

où a est le rayon courant de la cavité, si cette dernière a subi une expansion continue de $a_0 = 0$ jusqu'à a . La relation entre la distance relative (r/a) et le déplacement radial (u_r) correspondant à cette distance est exprimée par Ladanyi (1972) :

$$\left(\frac{r}{a} \right)^2 = \frac{\left(1 + \frac{u_r}{r'} \right)^2}{\left(1 + \frac{u_r}{r'} \right)^2 - 1} \quad (2.81)$$

avec

$$r = r' + u_r \quad (2.82)$$

où r' est la distance radiale d'un point matériel avant l'expansion, et r est la distance radiale du même point matériel après l'expansion (Figure 2-21). De plus, le dénominateur du second membre de l'équation (2.81) peut être écrit de la façon suivante :

$$\left(1 + \frac{u_r}{r'} \right)^2 = \left(1 + \frac{\Delta a}{a_0} \right)^2 = \frac{V}{V_0} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta V}{V}} \quad (2.83)$$

où $V_0 = a_0^2 \pi L$ et $V = a^2 \pi L$ sont respectivement les volumes initial et courant du forage de longueur L . En substituant l'équation (2.83) dans l'équation (2.81), on a :

$$\left(\frac{r}{a} \right)^2 = \frac{V}{\Delta V} \quad (2.84)$$

et en substituant l'équation (2.84) dans l'équation (2.80), on a :

$$\ln \frac{r_{i+1}}{r_i} = \frac{1}{2} \left[\ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_i - \ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{i+1} \right] \quad (2.85)$$

où ΔV est l'augmentation de volume que la cellule pressiométrique a subie à partir du moment où p_0 est atteint et V est le volume total $V_0 + \Delta V$, avec V_0 le volume de cette cellule lorsque $p = p_0$. En substituant l'équation (2.85) dans l'équation (2.79), le déviateur moyen mobilisé peut donc être déterminé à partir de deux points sur la courbe de pression-expansion selon l'équation suivante :

$$q_{i,i+1} = \frac{P_i - P_{i+1}}{\frac{1}{2} \left[\ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_i - \ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{i+1} \right]} \quad (2.86)$$

L'équation (2.86) est analogue à l'équation (2.48) qui a été obtenue par Gibson et Anderson (1961). De plus, l'équation (2.86) permet la détermination du déviateur moyen mobilisé $q_{i,i+1}$ à partir de deux points quelconques de la courbe pression-expansion observée.

Dans le cas d'une expansion cylindrique à partir d'un rayon initial nul, la relation entre la déformation de cisaillement γ et a/r est la suivante :

$$\gamma = \left(\frac{a}{r} \right)^2 \quad (2.87)$$

à partir des équations (2.81), (2.83) et (2.87) on peut déduire que :

$$\gamma = \frac{\Delta V}{V} \quad (2.88)$$

La déformation de cisaillement moyenne $\gamma_{i,i+1}$ correspondant à $q_{i,i+1}$ entre deux pressions appliquées successives p_i et p_{i+1} est donnée par :

$$\gamma_{i,i+1} = \frac{1}{2} \left[\ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_i + \ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{i+1} \right] \quad (2.89)$$

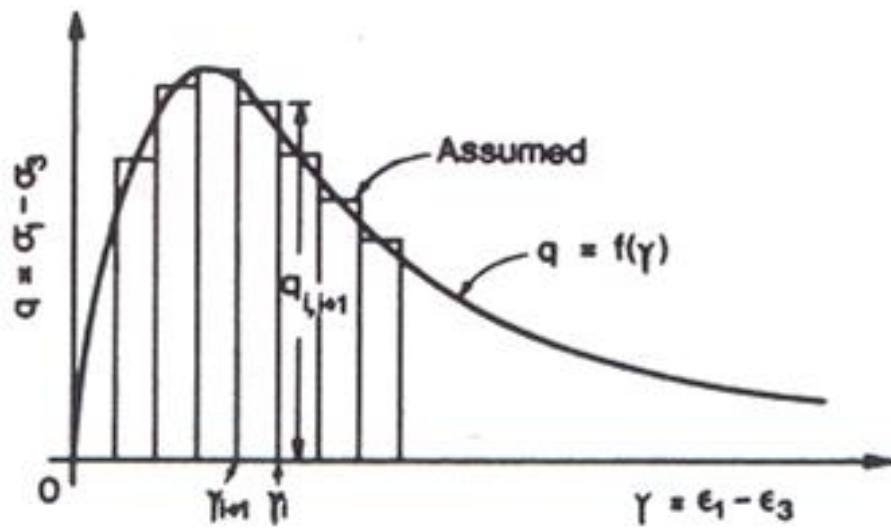


Figure 2-20 : Courbe contrainte-déformation assumée et réelle pour l'expansion d'une cavité cylindrique considérée comme un assemblage de cylindres (Ladanyi, 1972).

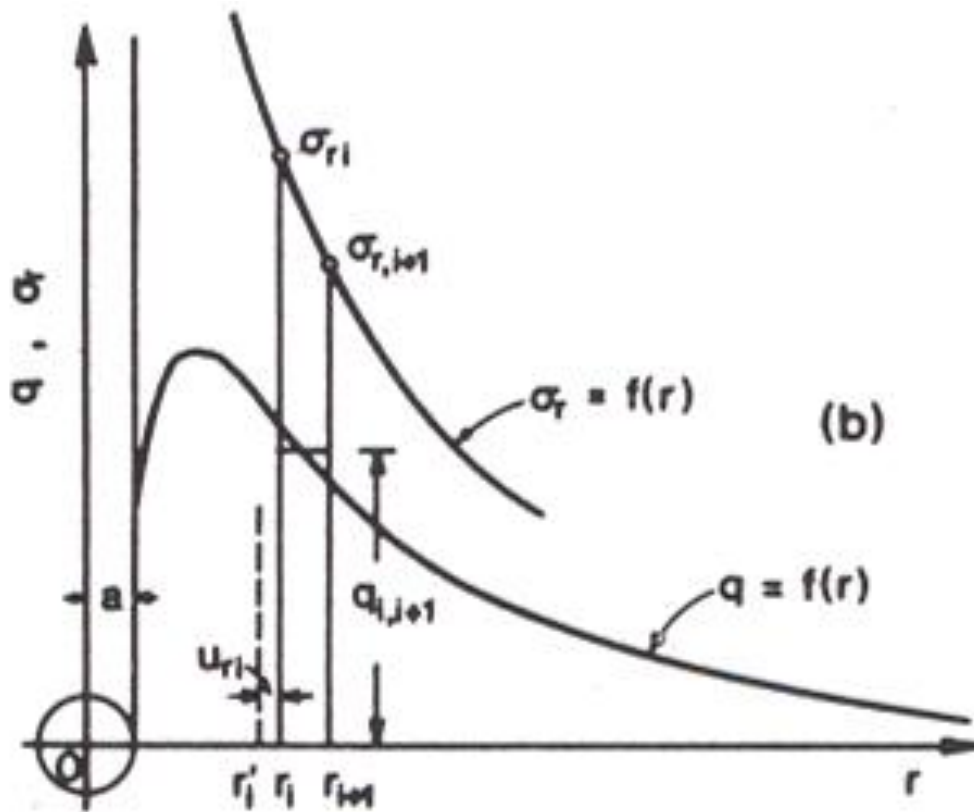


Figure 2-21 : Variation réelle et assumée de la résistance mobilisée q avec le rayon r et variation résultante de la contrainte radiale totale σ_r (Ladanyi, 1972).

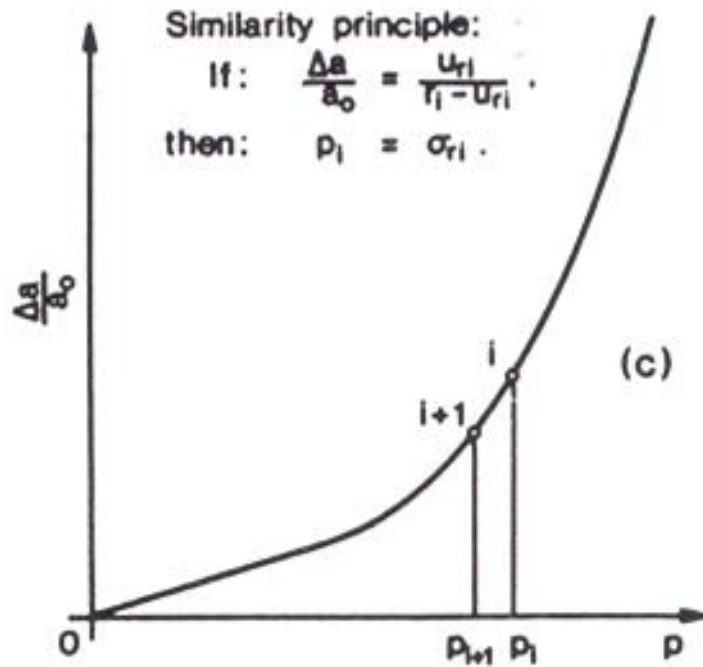


Figure 2-22 : Courbe de pression-expansion (Ladanyi, 1972).

La Figure 2-23 montre une courbe pressiométrique typique obtenue au cours d'un essai avec un pressiomètre de type Ménard. L'équation de cette courbe s'écrit sous la forme :

$$V_m = f(p_c) \quad (2.90)$$

où V_m est le volume total du liquide injecté dans la cellule pressiométrique à partir du début de l'application de la pression de contact, et p_c est la pression appliquée corrigée.

Dans un essai pressiométrique idéal, la courbe pressiométrique (Figure 2-23) commence à la pression totale latérale originale des terres au niveau de l'essai (p_0), et le volume de la sonde correspond exactement à celui de la cavité et où l'essai débute à p_0 . Cette courbe peut être présentée par l'équation suivante :

$$\Delta V = f(p) \quad (2.91)$$

où :

$$p = p_c - p_0 \quad (2.92)$$

et

$$\Delta V = V_m - V_{mo} \quad (2.93)$$

V_{mo} est le volume du liquide injecté dans la sonde à $p_c = p_0$. Cette courbe pressiométrique idéale représentée à la Figure 2-23 peut être déduite de la courbe pressiométrique en déduisant : 1) la pression p_0 de la pression p_c , et 2) le volume de V_{mo} du volume V_m . Cette courbe idéale permet de négliger l'effet du déchargement dû au forage du trou pilote.

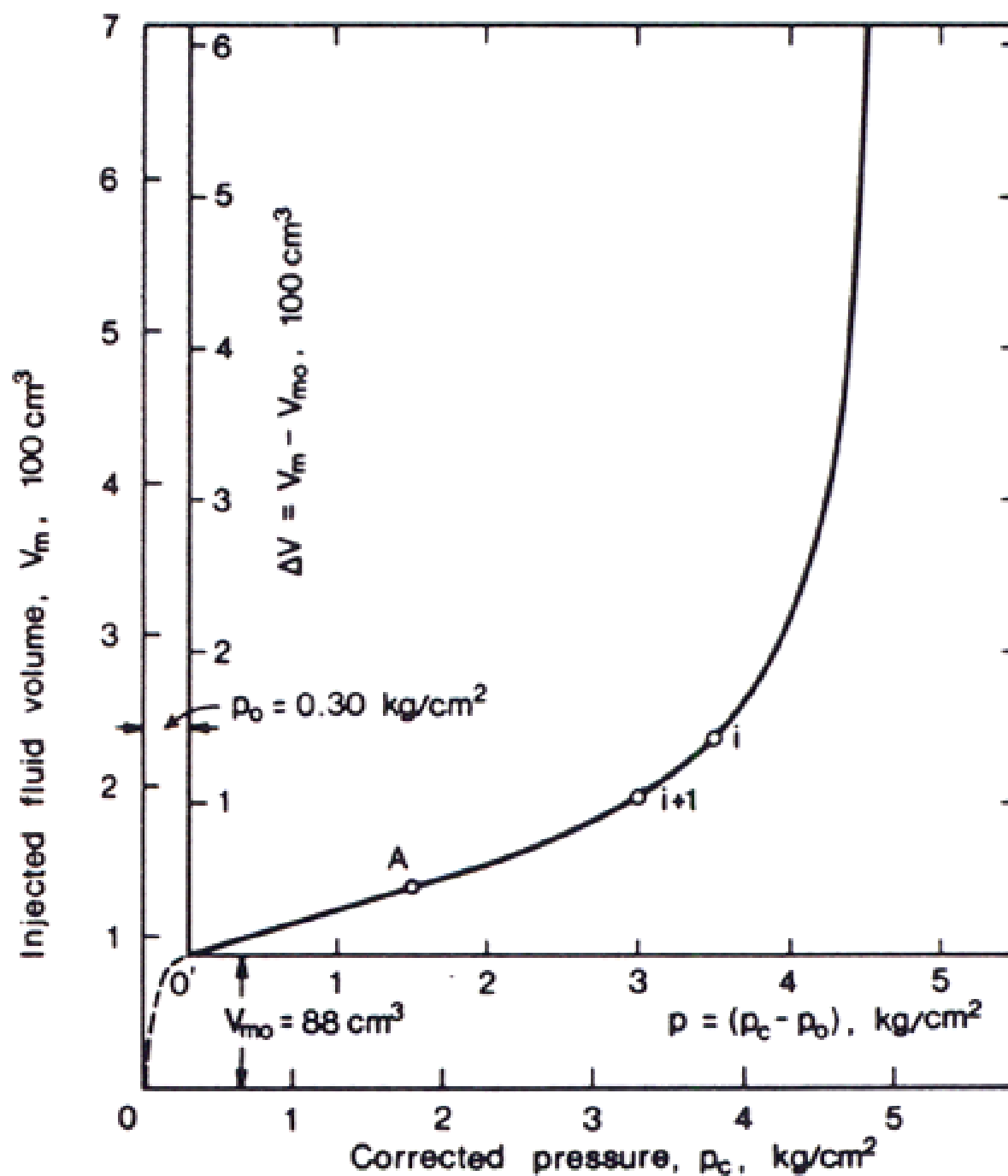


Figure 2-23 : Résultat d'un essai au pressiomètre dans l'argile de Leda (Ladanyi, 1972).

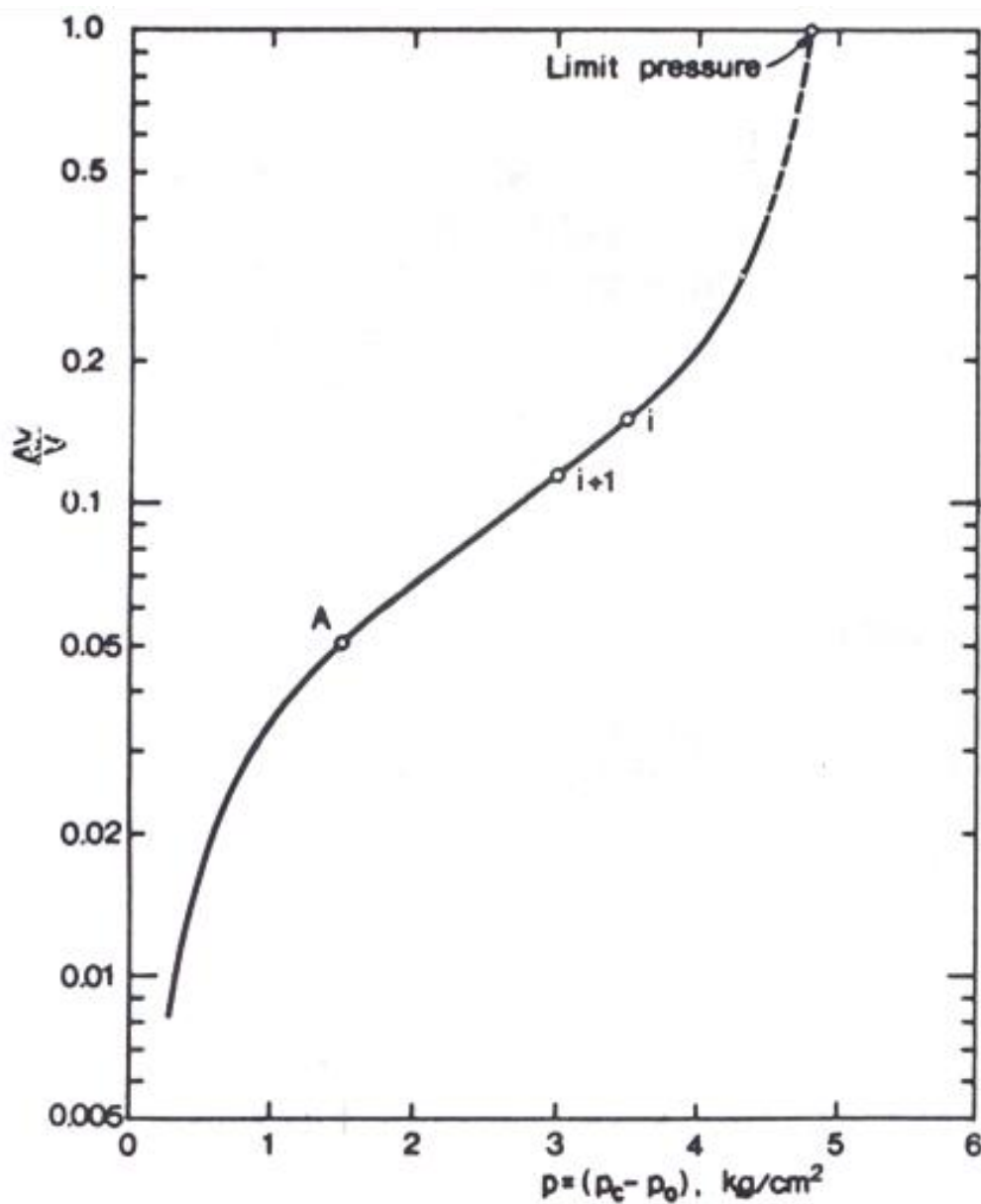


Figure 2-24 : Courbe pressiométrique idéale avec une échelle semi-logarithmique (Ladanyi, 1972).

Tel que proposé par Gibson et Anderson (1961), la courbe pressiométrique idéale d'équation $\Delta V = f(p)$ (dessinée à la Figure 2-23) est représentée dans un diagramme semi-logarithmique de la pression en fonction de $\Delta V/V$ à la Figure 2-24 (V étant le volume total de la sonde durant

l'expansion). Le point A à la Figure 2-24 divise cette courbe en forme de S en deux parties distinctes :

- 1) la portion de la courbe en dessous du point A, correspond à la phase élastique de l'essai. Dans cette phase, et dans le cas d'une compression axisymétrique, le déviateur varie linéairement avec la déformation axiale (voir le segment de droite OA dans la Figure 2-25), et
- 2) la portion de la courbe en dessus du point A, correspond à la phase plastique de l'essai. La courbure de cette portion reflète le ramollissement-déformation³ de l'argile, qui peut être encore observable par la chute de la valeur du déviateur dans la partie complémentaire du segment OA à la Figure 2-25. La valeur maximale $(q_a)_{max}$ qu'atteint le déviateur (courbe contrainte-déformation dans la Figure 2-25) correspond à $2S_u$ (S_u étant la résistance au cisaillement non drainé).

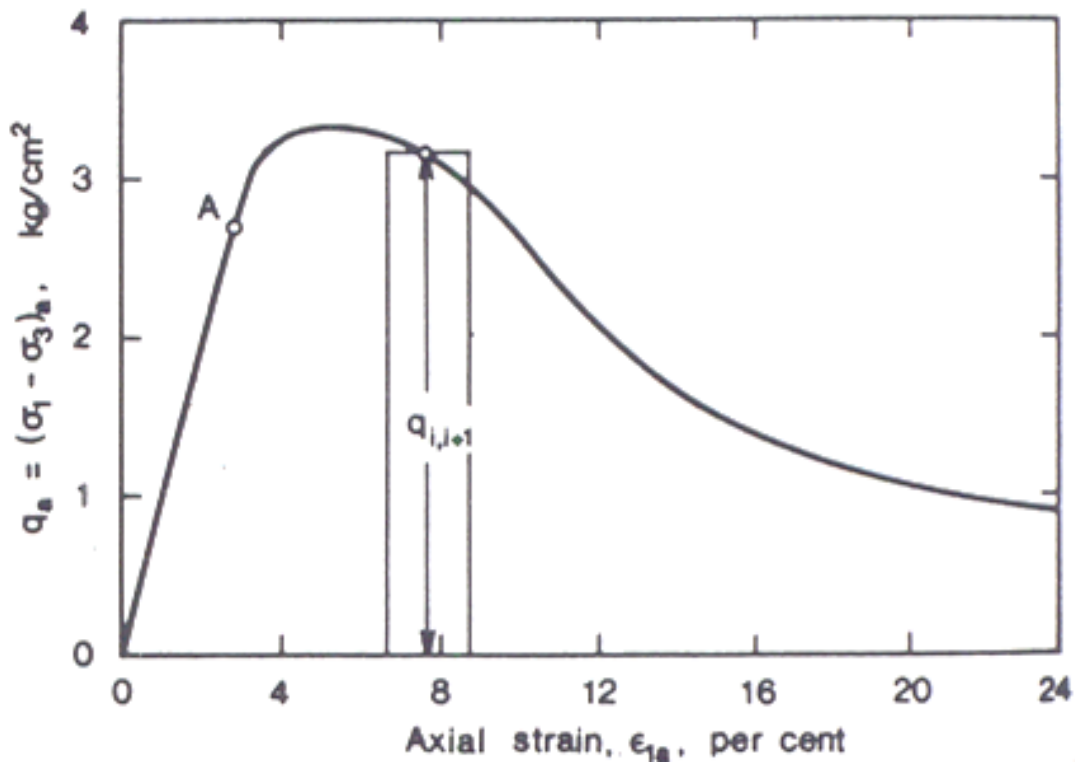


Figure 2-25 : Courbe contrainte-déformation non drainée déduite de la courbe pressiométrique (tirée de Ladanyi, 1972).

³ Strain-softening

La Figure 2-25 montre la courbe contrainte-déformation de l'argile en compression dans des conditions axisymétriques et non drainées. La déformation axiale ε_{1a} (Figure 2-25) est évaluée par la formule :

$$\varepsilon_{1a} = \frac{\gamma_{ps}}{\sqrt{3}} \quad (2.94)$$

où γ_{ps} est la déformation donnée par l'équation (2.89) qui a été établie dans des conditions de déformations planes. Le déviateur $q_a = (\sigma_1 - \sigma_3)_a$ montré à la Figure 2-25 est déterminé par l'équation :

$$q_a = \frac{1}{2} \sqrt{3} q_{ps} \quad (2.95)$$

où q_{ps} est la résistance à la compression mobilisée dans des conditions non drainées et de déformations planes. Cette résistance est définie par l'équation (2.86).

La méthode proposée par Ladanyi (1972) est une généralisation de la théorie de Gibson et Anderson (1961). Elle permet de déterminer directement, à partir d'une courbe pressiométrique conventionnelle obtenue dans des conditions non drainées, les contraintes en fonction des déformations. L'avantage que présente cette méthode, sur celle proposée par Gibson et Anderson (1961), est qu'ici, Ladanyi (1972) n'a pas fait d'hypothèse sur la forme de la courbe contrainte-déformation de l'argile, alors que Gibson et Anderson (1961) ont supposé que l'argile obéit à un modèle élastique-parfaitement plastique.

2.5.4 Approche de Palmer (1972)

Palmer (1972) a étudié les problèmes posés par l'interprétation des résultats fournis par le pressiomètre Menard. La pression appliquée sur la paroi de la cavité et le changement de volume de la sonde sont mesurés. Pour établir sa théorie, Palmer (1972) a supposé que 1) l'essai pressiométrique est réalisé rapidement de manière à éviter toute consolidation. Conséquemment,

durant l'expansion pressiométrique, le sol saturé demeure en état non drainé, et 2) les déformations restent planes durant l'expansion pressiométrique.

Palmer (1972) a démontré que les résultats obtenus avec un essai pressiométrique sont suffisants pour déterminer la courbe contrainte-déformation du sol. Dans la méthode proposée par Palmer (1972), il n'ya pas de restriction pour une déformation infinitésimale, et le modèle mécanique du sol n'est pas sensé être élastique-parfaitement plastique.

La réalisation du forage dans le sol saturé va créer un déchargement du sol qui a pour effet : 1) de réduire la contrainte radiale sur la paroi de la cavité à zéro, et 2) de modifier l'état des contraintes initiales surtout au voisinage de la paroi de la cavité. Suite à ce déchargement, on charge le sol de nouveau, en augmentant la pression de la cellule pressiométrique jusqu'atteindre les conditions géostatiques initiales du sol (σ_{ho}). Ce dernier état a été défini par Palmer (1972) comme l'état de référence pour lequel toutes les déformations et les déplacements sont référés.

Dans l'état de référence, le rayon du trou est équivalent à 1 et un point matériel à l'intérieur du sol est à un rayon de $r - y$. Quand l'expansion pressiométrique est amorcée, le rayon du trou augmente de 1 jusqu'à $1 + y_1$ et le point matériel situé initialement à un rayon $r - y$ va se déplacer vers l'extérieur pour avoir un rayon de r (Figure 2-26). Puisque la déformation est non drainée, on a :

$$r^2 - (1 + y_1)^2 = (r - y)^2 - 1 \quad (2.96)$$

D'où :

$$y = r - \left[r^2 - y_1(2 + y_1) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.97)$$

L'extension circonférentielle principale (e_θ) est définie par :

$$e_\theta = \frac{y}{r - y} = -1 + \left[1 - \frac{y_1(2 + y_1)}{r^2} \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (2.98)$$

où y et $r-y$ sont respectivement l'accroissement du rayon et le rayon initial (état initial $p = \sigma_{ho}$) du point matériel. Ici, e_θ est positive.

Puisque l'extension axiale est nulle et il n'y a pas un changement de volume, l'extension radiale principale e_r qui est négative est reliée à e_θ par la formule :

$$(1 + e_\theta)(1 + e_r) = 1 \quad (2.99)$$

Soit $\Delta V/V$ le rapport de l'accroissement de volume dans la cellule pressiométrique sur le volume dans l'état déformé :

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{(1 + y_1)^2 - 1}{(1 + y_1)^2} \quad (2.100)$$

ou bien :

$$y_1 = \left(1 - \frac{\Delta V}{V}\right)^{\frac{1}{2}} - 1 \quad (2.101)$$

Durant l'expansion, le rayon de la cavité augmente et la différence entre les contraintes effectives principales ($\sigma'_r - \sigma'_\theta$) sera dépendante de la différence ($e_r - e_\theta$), donc de e_θ (car e_r et e_θ sont reliées par l'équation (2.99)). Cette dernière dépendance peut être traduite par une fonction Φ tel que :

$$\sigma'_r - \sigma'_\theta = \Phi(\varepsilon_\theta) \quad (2.102)$$

L'équation de l'équilibre radial s'écrit sous la forme suivante :

$$\sigma'_r - \sigma'_\theta = \sigma_r - \sigma_\theta = r \frac{d\sigma_r}{dr} \quad (2.103)$$

où σ_r et σ_θ sont respectivement des contraintes totales principales radiale et tangentielle.

En substituant l'équation (2.98) dans l'équation (2.102), puis après dans l'équation d'équilibre (2.103), on a :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = -\frac{1}{r} \Phi \left\{ -1 + \left[1 - \frac{y_1(2+y_1)}{r^2} \right]^{-1/2} \right\} \quad (2.104)$$

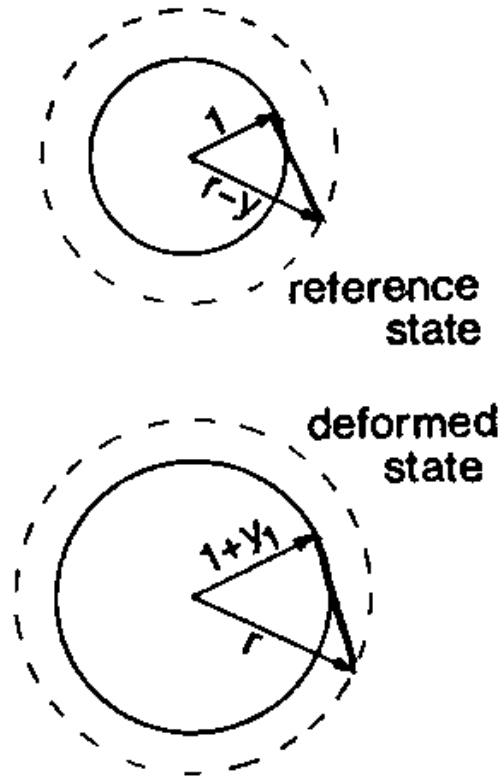


Figure 2-26 : États de référence et déformé de la cavité (Palmer, 1972).

Palmer (1972) considère les deux conditions aux frontières : 1) sur la paroi de la cavité où $r=1+y_1$ et la contrainte radiale totale (σ_r) est équivalente à la pression appliquée par le pressiomètre sur cette paroi et qui est une fonction (Ψ) du déplacement radial y_1 calculé en fonction de ΔV à partir de l'équation (2.101). Cette fonction Ψ peut être mesurée durant l'essai pressiométrique; et 2) à l'infini (c.-à.-d., $r \rightarrow \infty$) où σ_r tend vers σ_h . En intégrant l'équation (2.104) entre $1+y_1$ et l'infini, on a :

$$\Psi(y_1) - \sigma_h = \int_{1+y_1}^{\infty} \frac{1}{r} \Phi \left\{ -1 + \left[1 - \frac{y_1(2+y_1)}{r^2} \right]^{-1/2} \right\} dr \quad (2.105)$$

En effectuant le changement de variables suivant :

$$x = -1 + \left[1 - \frac{y_1(2+y_1)}{r^2} \right]^{-1/2} \quad (2.106)$$

l'équation (2.105) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Psi(y_1) - \sigma_h = \int_0^{y_1} \frac{1}{(1+x)^3} \left[1 - \frac{1}{(1+x)^2} \right]^{-1} \Phi(x) dx \quad (2.107)$$

et en dérivant l'équation (2.107) par rapport à y_1 , on obtient :

$$\Psi'(y_1) = \frac{1}{(1+y_1)^3} \left[1 - \frac{1}{(1+y_1)^2} \right]^{-1} \Phi(y_1) \quad (2.108)$$

l'équation (2.108) permet d'exprimer $\Phi(y_1)$ en fonction de $\Psi'(y_1)$ et de y_1 , d'où :

$$\Phi(y_1) = y_1(1+y_1)(2+y_1)\Psi'(y_1) \quad (2.109)$$

En réécrivant l'équation (2.109) en fonction de $\Delta V / V$, on a :

$$\Phi(y_1) = 2 \frac{d\Psi}{d[\ln(\Delta V / V)]} \quad (2.110)$$

Si on trace la courbe de la pression cellulaire (Ψ) en fonction de $\ln(\Delta V / V)$ dans un diagramme semi-logarithmique, la pente de cette courbe calculée à chaque valeur de $\Delta V / V$ est équivalente au demi-déviateur. La courbe complète de contrainte-déformation peut donc être déduite de cette dernière relation et la valeur de S_u correspond au pic de cette courbe. l'équation (2.110) correspond à celle trouvée par Ladanyi (1972) et décrite au sous-paragraphe 2.5.3.

2.6 Effets du taux de déformation lors de l'essai au pressiomètre autoforeur dans un milieu cohérent

Il est bien connu que la résistance au cisaillement non drainé (S_u) augmente avec le taux de déformation (Das, 1993). Silvestri (2006) a présenté une approche pour évaluer l'effet du taux de déformation sur les résultats d'essais pressiométriques dans l'argile. L'obtention de la résistance au cisaillement non drainé à partir de la courbe d'expansion est basée sur le fait que la courbe contrainte-déformation est unique pour le sol (Baguelin *et al.* 1972; Ladanyi 1972; et Palmer 1972). Donc implicitement, il est supposé que la courbe contrainte-déformation qui caractérise la réponse du sol, est unique. Ultérieurement, Prévot (1976) et Prapaharan *et al.* (1989) ont montré que le S_u déduit d'un essai pressiométrique est inférieur à celui déduit d'un essai triaxial, et ce, pour un même taux de déformation.

Lors d'un essai au pressiomètre autoforeur, la pression appliquée sur la membrane de la sonde est donnée par :

$$p(\varepsilon_0) = \int_0^{\varepsilon_0} \frac{\tau(\varepsilon) d\varepsilon}{\varepsilon} + p_0 \quad (2.111)$$

où ε_0 est la déformation radiale sur la paroi de la cavité, ε est la déformation radiale induite dans le sol, $\tau(\varepsilon)$ est la contrainte de cisaillement correspondant à la déformation radiale ε , et p_0 est la pression initiale horizontale. L'équation (2.111) est obtenue en supposant que lors du processus d'expansion : a) le sol demeure dans des conditions non drainées, b) les déformations restent planes, et c) la courbe contrainte-déformation du sol est indépendante du taux de déformation. En différentiant l'équation (2.111) par rapport à ε_0 , on obtient l'équation de la courbe contrainte-déformation du sol :

$$\tau(\varepsilon_0) = \varepsilon_0 \frac{dp}{d\varepsilon_0} \quad (2.112)$$

Si la résistance du sol dépend du taux de déformation, l'équation (2.111) peut s'écrire :

$$p(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0) = \int_0^{\varepsilon_0} \frac{\tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) d\varepsilon}{\varepsilon} + p_0 \quad (2.113)$$

où ε_0 est le taux de déformation constant appliqué dans l'essai pressiométrique, et ε est le taux de déformation induit dans le sol. De même, en différentiant l'équation (2.113) par rapport à ε_0 , on a :

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0) = \varepsilon_0 \frac{dp(\varepsilon, \dot{\varepsilon})}{d\varepsilon_0} \quad (2.114)$$

et par la suite :

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0) = \varepsilon_0 \frac{d}{d\varepsilon_0} \left[\int_0^{\varepsilon_0} \frac{\tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) d\varepsilon}{\varepsilon} \right] \quad (2.115)$$

La relation la plus répandue dans la littérature et qui exprime la résistance au cisaillement en fonction du taux de déformation est la suivante :

$$\tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) = \tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_r) [1 + k_1 \log(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_r)] \quad (2.116)$$

où $\tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$ est la résistance au cisaillement mobilisée à une déformation ε dans un essai au laboratoire effectué à un taux de déformation constant $\dot{\varepsilon}$; $\tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_r)$ est la résistance au cisaillement à la même déformation ε , mais dans essai au laboratoire effectué à un taux de déformation de référence $\dot{\varepsilon}_r$; et k_1 est le coefficient de viscosité ou la pente de la courbe de la résistance au cisaillement versus le taux de déformation logarithmique. En utilisant le logarithme népérien, l'équation (2.116) peut être écrite de nouveau :

$$\tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) = \tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_r) [1 + k \ln(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_r)] \quad (2.117)$$

avec $k = k_1 / \ln 10$. L'application de cette équation à une expansion pressiométrique nécessite la détermination de la distribution du taux de déformation $\dot{\varepsilon}$ dans le sol. Pour les petites

déformations, il a été trouvé que la distribution du taux de déformation dans le sol est la même que la déformation, d'où :

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_0 \left(\varepsilon / \varepsilon_0 \right) \quad (2.118)$$

$\dot{\varepsilon}_0$ étant le taux de déformation constant appliqué sur la paroi de la cavité par la membrane du plessimètre. La substitution des équations (2.117) et (2.118) dans l'équation (2.115) donne (Silvestri, 2006) :

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0)_{app.} = \varepsilon_0 \frac{d}{d\varepsilon_0} \left\{ \int_0^{\varepsilon} \frac{\tau(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_r)}{\varepsilon} \left[1 + k \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_r} \right) + k \ln \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) \right] d\varepsilon \right\} \quad (2.119)$$

ou bien

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0)_{app.} = \tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_r) \left[1 + k \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_0}{\dot{\varepsilon}_r} \right) \right] - k \int_0^{\varepsilon} \frac{\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_r)}{\varepsilon} d\varepsilon \quad (2.120)$$

Si on remplace l'équation (2.113) dans l'équation (2.120), on a (Silvestri, 2006) :

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0)_{app.} = \tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_r) \left[1 + k \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_0}{\dot{\varepsilon}_r} \right) \right] - k \left[p(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_r) - p_0 \right] \quad (2.121)$$

Cas d'un sol élastique linéaire – parfaitement plastique :

La relation contrainte-déformation est donnée par :

$$\tau = \begin{cases} 2G\varepsilon, & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ S_u & \varepsilon > \varepsilon_y \end{cases} \quad (2.122)$$

où S_u est la résistance au cisaillement non drainé, G est le module de cisaillement, ε et ε_y sont respectivement la déformation et la déformation d'écoulement plastique. La relation entre la pression d'expansion radiale et la déformation radiale est alors :

$$p = \begin{cases} p_0 + 2G\varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ p_0 + S_u \left[1 + \ln \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \right) \right] & \varepsilon > \varepsilon_y \end{cases} \quad (2.123)$$

À partir de l'équation (2.121), et pour un comportement dépendant du taux de déformation, on peut déterminer la courbe contrainte-déformation correspondant à une expansion pressiométrique :

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0)_{app.} = \tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_r) \left\{ 1 + \left[\ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_0}{\dot{\varepsilon}_r} \right) - 1 \right] \right\} \quad \varepsilon \leq \varepsilon_y \quad (2.124)$$

et

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0)_{app.} = S_u(\dot{\varepsilon}_r) \left\{ 1 + k \left[\ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_0}{\dot{\varepsilon}_r} \right) - \ln \left(\frac{2G\varepsilon_0}{S_u(\dot{\varepsilon}_r)} \right) - 1 \right] \right\} \quad \varepsilon > \varepsilon_y \quad (2.125)$$

où $S_u(\dot{\varepsilon}_r)$ est la résistance au cisaillement non drainé obtenue à partir d'un essai triaxial effectué à un taux de déformation de référence $\dot{\varepsilon}_r$.

Les formules (2.124) et (2.125) montrent que : i) la courbe contrainte-déformation déduite pour un pressiomètre présente un ramollissement⁴; et ii) pour un même taux de déformation, la résistance au cisaillement non drainé τ déduite à partir d'un essai pressiométrique est inférieure à celle du matériau.

Cas des matériaux subissant des déformations de durcissement et des déformations de ramollissement idéalisées :

Déformations de durcissement : Pour décrire le comportement de durcissement du matériau, Silvestri (2006) a utilisé le modèle hyperbolique suivant :

⁴ Softening.

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}) = \varepsilon \frac{S_u(\dot{\varepsilon}_r)}{D + \varepsilon} \left\{ 1 + k \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_0}{\dot{\varepsilon}_r} \right) \right\} \quad (2.126)$$

où $S_u(\dot{\varepsilon}_r)$ est la résistance au cisaillement ultime obtenue à partir d'un essai au triaxial effectué à un taux de déformation $\dot{\varepsilon}_r$; D est une constante du matériau déterminée à partir du même essai. En substituant l'équation (2.126) dans l'équation (2.120), on peut déterminer la relation contrainte-déformation déduite pour le pressiomètre :

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0)_{app.} = \frac{S_u(\dot{\varepsilon}_r) \varepsilon_0}{D + \varepsilon_0} \left[1 + k \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_0}{\dot{\varepsilon}_r} \right) \right] - S_u(\dot{\varepsilon}_r) k \ln \left(\frac{D + \varepsilon_0}{D} \right) \quad (2.127)$$

L'équation (2.127) montre que le matériau subit une déformation de ramollissement⁵ alors qu'il est supposé subir une déformation de durcissement⁶ selon l'équation (2.126).

Déformations de ramollissement : La courbe contrainte-déformation qui régit le comportement de ramollissement du matériau est donnée par l'équation (Silvestri 2006) :

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}) = A \varepsilon \left(\frac{B \varepsilon + 1}{C \varepsilon^2 + 1} \right) \left\{ 1 + k \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_r} \right) \right\} \quad (2.128)$$

où A , B , et C sont des constantes du matériau correspondant à la courbe contrainte-déformation déterminée pour un taux de déformation de référence $\dot{\varepsilon}_r$; et $\dot{\varepsilon}$ est exprimé en pourcentage. En substituant l'équation (2.128) dans l'équation (2.120), on obtient :

$$\tau(\varepsilon_0, \dot{\varepsilon}_0)_{app.} = A \varepsilon_0 \left(\frac{B \varepsilon_0 + 1}{C \varepsilon_0^2 + 1} \right) \left[1 + k \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_0}{\dot{\varepsilon}_r} \right) \right] - k \left[\frac{AB}{2C} \ln(C \varepsilon_0^2 + 1) + \frac{A}{\sqrt{C}} \arctan \varepsilon_0 \sqrt{C} \right] \quad (2.129)$$

⁵ Strain-softening.

⁶ Strain-hardening.

qui est la relation contrainte-déformation déduite pour le pressiomètre. La comparaison de cette équation avec l'équation (2.128) montre encore un comportement de ramollissement du matériau.

Il est à conclure que la courbe contrainte-déformation déduite à partir d'un essai pressiométrique effectué dans un matériau dont le comportement dépend du taux de déformation, présente plus de ramollissement que la courbe contrainte-déformation du matériau.

2.7 Effets du remaniement lors de l'essai pressiométrique dans les argiles

L'effet du remaniement du trou de forage produit par l'installation des sondes pressiométriques dans les argiles a été analysé en détail par Silvestri (2004). Ce remaniement est induit dans le sol avant la phase d'expansion dans le cas d'un essai pressiométrique et avant le passage du ISC dans un essai quasi pressiométrique ISCT.

En supposant des conditions non drainées et des déformations planes, la pression totale, p , agissant sur la membrane du pressiomètre est donnée par la formule :

$$p = f(\varepsilon_0) + p_0 = \int_0^{\varepsilon_0} \frac{\tau d\varepsilon}{\varepsilon} + p_0 \text{ avec } \varepsilon_0 \leq 10\% \quad (2.130)$$

où ε_0 est la déformation radiale (ou tangentielle) induite sur la paroi de la cavité, τ est la contrainte de cisaillement générée dans le sol, ε est la déformation radiale correspondant à la contrainte de cisaillement τ , et p_0 est la pression horizontale initiale agissant sur la membrane du pressiomètre avant l'exécution de l'essai d'expansion.

En différentiant l'équation précédente par rapport à ε_0 , on peut dériver la courbe contrainte radiale - contrainte de cisaillement de l'argile :

$$\tau = \varepsilon_0 f'(\varepsilon_0) = \varepsilon_0 \frac{dp}{d\varepsilon_0} \quad (2.131)$$

où $f'(\varepsilon_0) = df/d\varepsilon_0$ est la pente de la relation expérimentale pression-expansion, $dp/d\varepsilon_0$. Pour un sol qui n'a pas été remanié pendant l'installation du pressiomètre, on doit avoir $p = p_0 = \sigma_{h_0}$ quand $\varepsilon_0 = 0$ au début de l'expansion.

Dans le cas d'une installation idéale, un élément du sol suivra la courbe de chargement vierge OC qui commence par le point O correspondant à $\varepsilon_{0i} = 0$ et $p_0 = \sigma_{h_0}$. Cette courbe de chargement vierge (Figure 2-27a) s'exprime comme suit:

$$p = \sigma_{h_0} + f(\varepsilon_0) \quad (2.132)$$

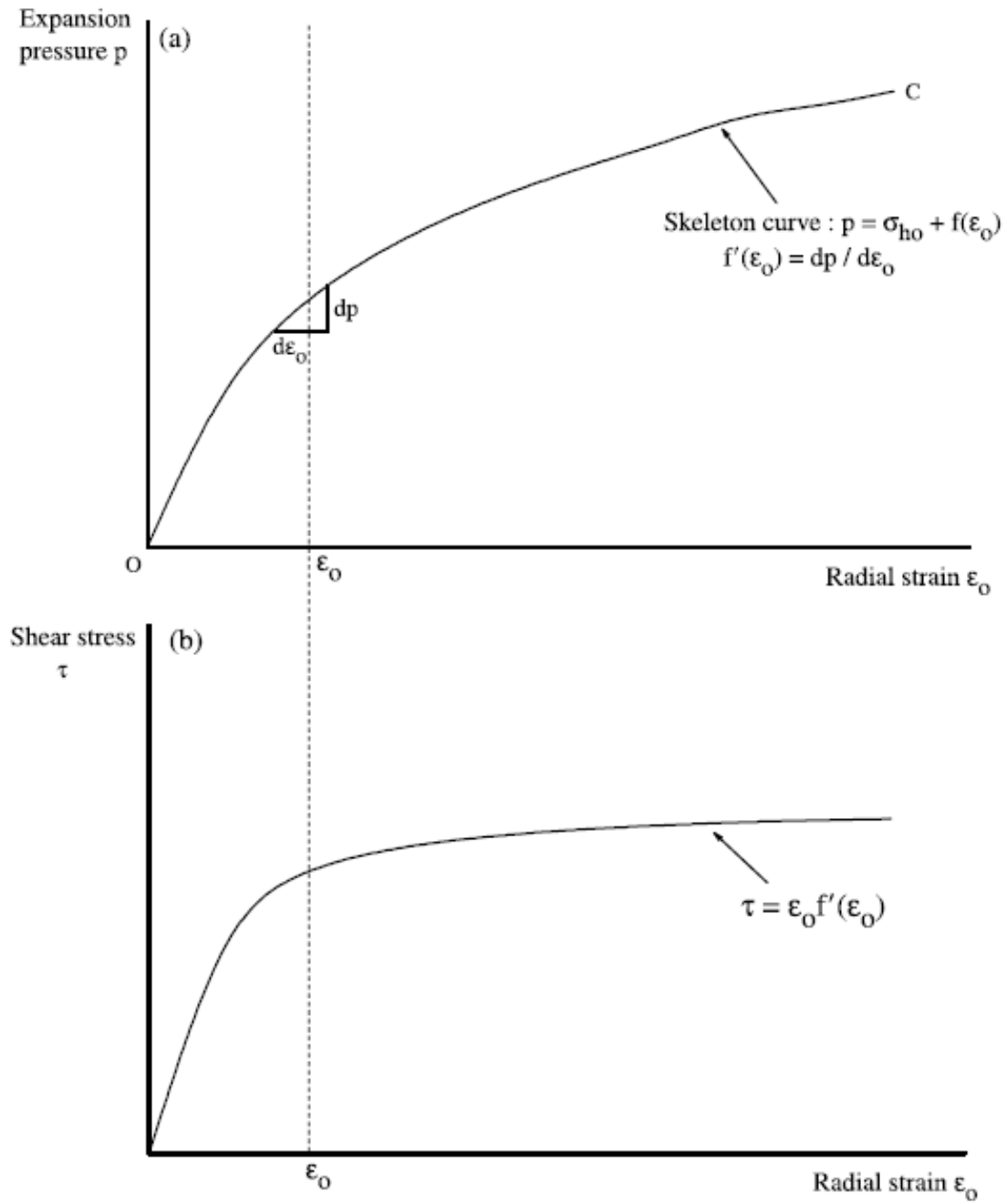


Figure 2-27 : Installation idéale: (a) courbe pressiométrique ; (b) courbe contrainte-déformation (Silvestri, 2004).

L'application de l'équation (2.131) permet la détermination de la vraie courbe contrainte-déformation du matériau (Figure 2-27b).

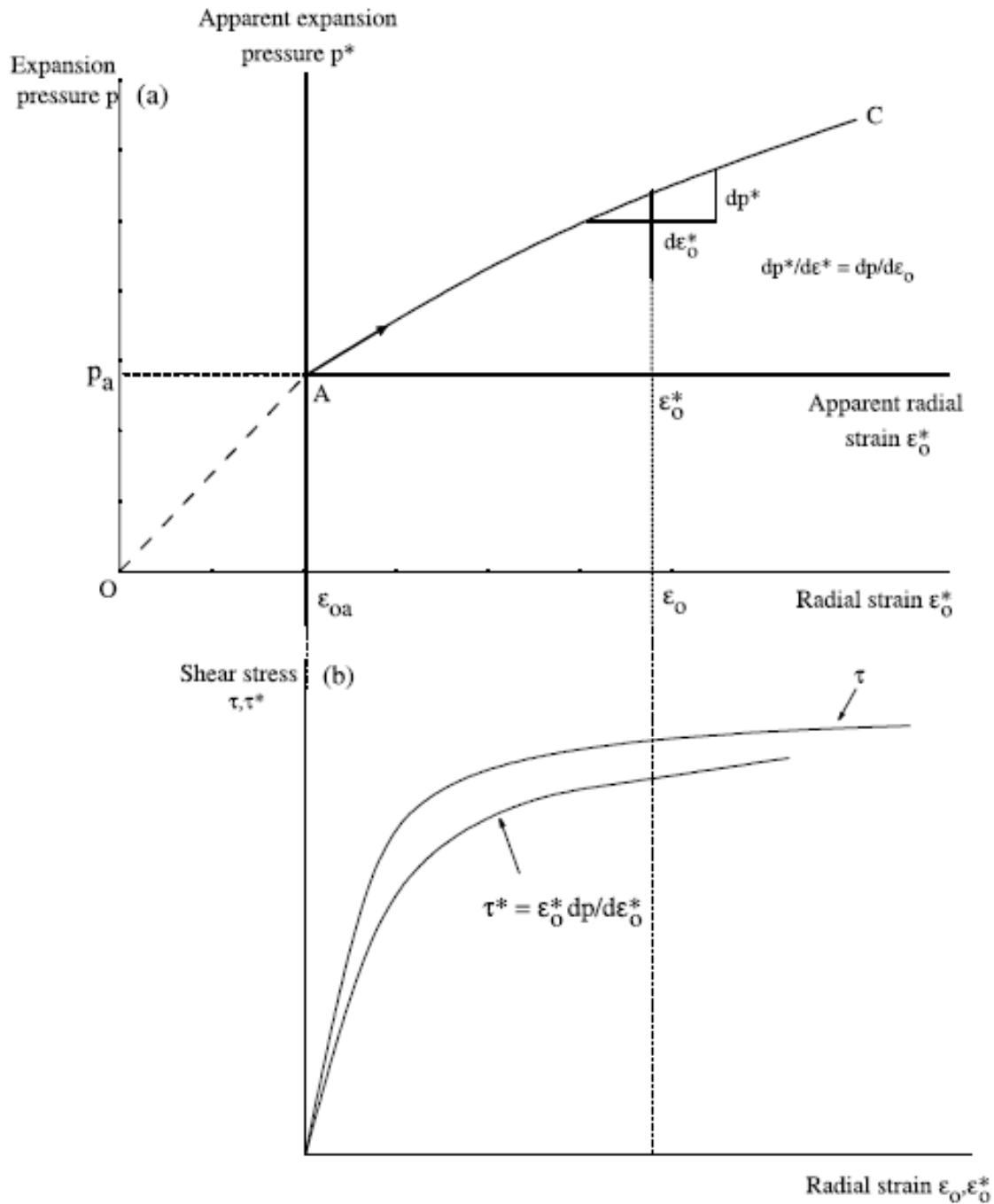


Figure 2-28 : Remaniement dû à un trou sous-foré : (a) : courbe pressiométrique, (b) : courbes contrainte-déformation réelle et apparente (Silvestri, 2004).

1-Cas d'un trou pilote sous-foré :

Quand le trou est sous-foré, on a $p_0 > \sigma_{h_0}$. Cette condition est représentée par le point A (Figure 2-28a) avec $p_0 = p_a$, $\varepsilon_{0i} = \varepsilon_{0a} > 0$. Le processus d'expansion commence par A et se termine par C. En tenant compte du remaniement initial induit ε_{0a} , la relation (2.131) peut s'écrire sous la forme :

$$\tau = (\varepsilon_0^* + \varepsilon_{0a}) \frac{dp}{d\varepsilon_0} \quad (2.133)$$

où ε_0^* est la déformation radiale mesurée à partir du lancement de l'essai d'expansion. Dans ce cas, l'équation (2.133) montre que, juste une partie de la courbe contrainte-déformation qui est définie pour $\varepsilon_0 \geq \varepsilon_{0a}$ peut être déterminée. En supposant que $\varepsilon_{0a} = 0$ dans l'équation (2.133), et en différentiant l'équation pressiométrique, on obtient une courbe contrainte-déformation apparente $\tau(\varepsilon_0^*)$ définie par la relation suivante (Figure 2-28b) :

$$\tau^* = \varepsilon_0^* \frac{dp^*}{d\varepsilon_0^*} \quad (2.134)$$

où p^* est la pression mesurée à partir du moment de lancement de l'essai d'expansion ; et $dp^*/d\varepsilon^*$ est la pente de la courbe expérimentale pression expansion (Figure 2-28a). La comparaison des équations (2.133) et (2.134) montre que la contrainte de cisaillement apparente τ^* est inférieure à la contrainte de cisaillement réelle τ , pour un même niveau de déformation. La Figure 2-28b montre que les deux courbes τ^* et τ vont se fusionner pour des grandes déformations.

2-Cas d'un trou pilote sur-foré :

Quand le trou est sur-foré, la relation $p_0 < \sigma_{h_0}$ est vérifiée. Cette condition sera représentée par le point B à la Figure 2-29a, avec $p_0 = p_b$, $\varepsilon_{0i} = \varepsilon_{0b} < 0$. L'échelle de la branche de rechargement est deux fois plus grande que celle de la courbe de chargement vierge. La

branche de rechargement qui débute en B se confond avec la courbe squelettique⁷ au point symétrique B. Le rechargement à partir du point B est supposé satisfaire aux relations suivantes :

$$p = p_b + 2f\left(\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{0b}}{2}\right), \quad \varepsilon_{0b} \leq \varepsilon_0 \leq -\varepsilon_{0b} \quad (2.135)$$

et

$$p = \sigma_{h_0} + f(\varepsilon_0), \quad \varepsilon_0 > -\varepsilon_{0b} \quad (2.136)$$

Si $\varepsilon_0^* = \varepsilon_0 - \varepsilon_{0b}$ représente la déformation radiale mesurée du début de la branche de rechargement (Figure 2-29a), la branche de rechargement BOB'C est donc aussi donnée par :

$$p = p_b + 2f\left(\frac{\varepsilon_0^*}{2}\right), \quad \varepsilon_0^* \leq -2\varepsilon_{0b} \quad (2.137)$$

$$p = (2\sigma_{0h} - p_b) + f(\varepsilon_0^* + \varepsilon_{0b}), \quad \varepsilon_0^* > -2\varepsilon_{0b} \quad (2.138)$$

Puisque ε_{0b} est inconnue au début de l'essai pressiométrique, la courbe de rechargement peut être écrite comme suit (Silvestri 2004) :

$$p = p_b + g(\varepsilon_0^*) \quad (2.139)$$

où g est une fonction qui relie la pression p et la déformation ε_0^* . L'application de l'équation (2.131) aux équations (2.137), (2.138) et (2.139) permet la détermination de la courbe contrainte-déformation apparente de l'argile $\tau^*(\varepsilon_0^*) = \tau^*$ qui est la suivante :

$$\tau^* = \varepsilon^* g'(\varepsilon_0^*) = \begin{cases} \varepsilon_0^* f'\left(\frac{\varepsilon_0^*}{2}\right), & \varepsilon_0^* \leq -2\varepsilon_{0b} \\ \varepsilon_0^* f'(\varepsilon_0^* + \varepsilon_{0b}), & \varepsilon_0^* > -2\varepsilon_{0b} \end{cases} \quad (2.140)$$

⁷ Skeleton curve.

où $g' = dg / d\varepsilon_0^*$. Cette courbe est représentée à la Figure 2-29b. Ces équations montrent que la courbe contrainte-déformation apparente présente un pic pour $\varepsilon_0^* = -2\varepsilon_{0b}$ et que la résistance au cisaillement apparente τ^* pour $\varepsilon_0^* \leq -2\varepsilon_{0b}$ est égale au double de la valeur de la résistance au cisaillement réelle τ pour $\varepsilon_0^* \leq -2\varepsilon_{0b}$. La vraie courbe contrainte de cisaillement-déformation de l'argile est déterminée à partir des formules suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \tau = \frac{\tau^*}{2} \\ \varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_0^*}{2} \end{array} \right\}, \quad \varepsilon_0^* \leq -2\varepsilon_{0b} \quad (2.141)$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau = \left(\frac{\varepsilon_0^* + \varepsilon_{0b}}{\varepsilon_0^*} \right) \tau^* \\ \varepsilon_0 = \varepsilon_0^* + \varepsilon_{0b} \end{array} \right\}, \quad \varepsilon_0^* > -2\varepsilon_{0b} \quad (2.142)$$

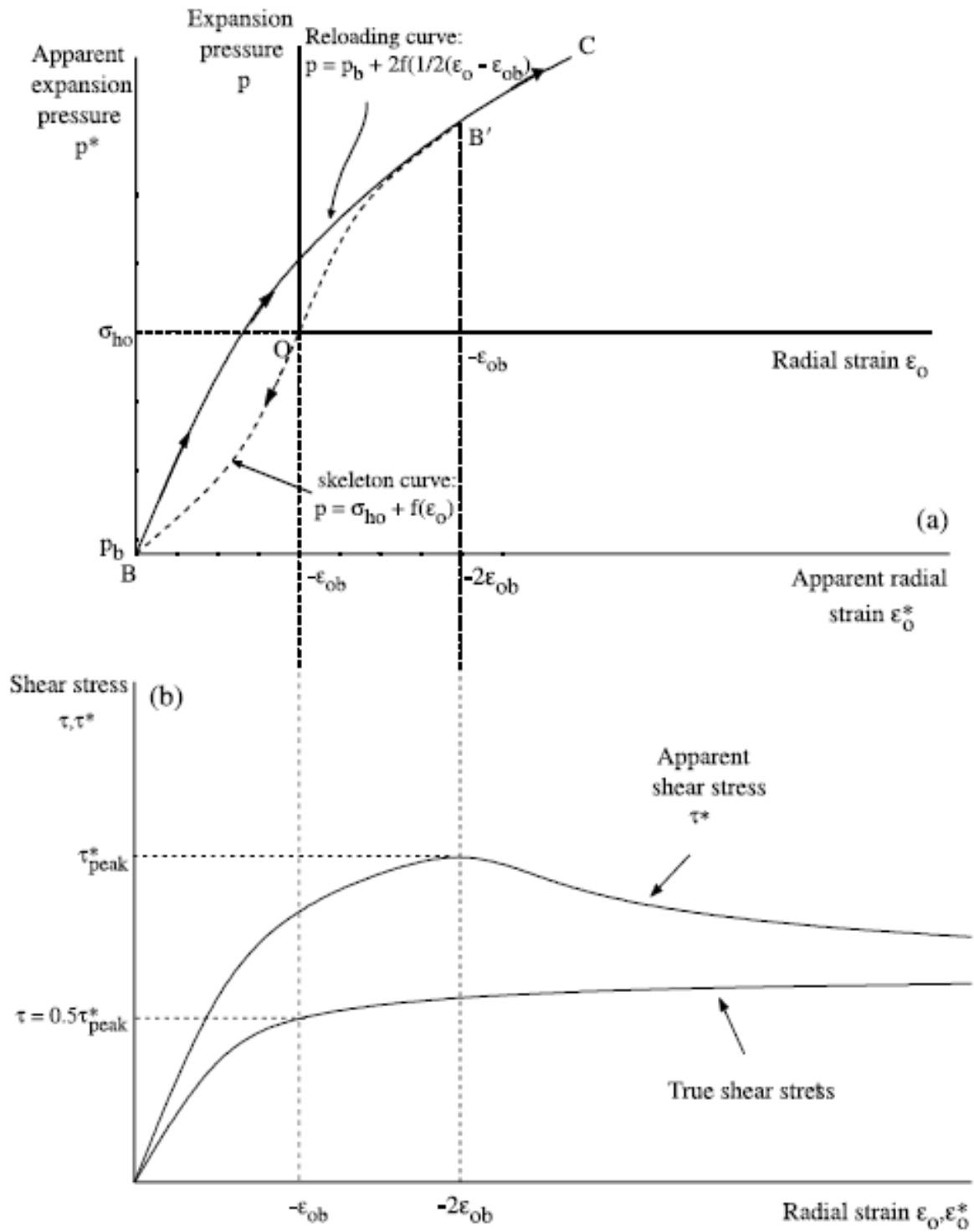


Figure 2-29 : Remaniement dû à un trou sur-foré : (a) courbe pressiométrique, (b) courbes contrainte-déformation réelle et apparente (Silvestri, 2004).

3-phase de contraction :

Si un essai de déchargement est exécuté, la phase de contraction commence au point C (Figure 2-30a) et la branche de la courbe de déchargement pressiométrique suit la courbe CC' (C' étant le point symétrique de C). La construction de la branche de déchargement suit les relations suivantes :

$$p = p_c + f\left(\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{0c}}{2}\right), \quad -\varepsilon_{0c} \leq \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{0c} \quad (2.143)$$

et

$$p = \sigma_{h_0} + f(\varepsilon_0), \quad \varepsilon_0 < -\varepsilon_{0c} \quad (2.144)$$

où p_c est la pression au point C. Si ε_{0c} est égale à zéro et $p^* = p_c - p$, les équations (2.143) et (2.144) se réduisent respectivement aux suivantes :

$$p^* = 2f\left(\frac{\varepsilon_0^*}{2}\right), \quad \varepsilon_0^* \leq 2\varepsilon_{0c} \quad (2.145)$$

et

$$p^* = f(\varepsilon_0^*), \quad \varepsilon_0^* > 2\varepsilon_{0c} \quad (2.146)$$

où ε_0^* est mesuré du début de la phase de contraction (Figure 2-30). L'application de l'équation (2.131) aux équations (2.145) et (2.146) permet la détermination de la courbe de contrainte-déformation apparente de l'argile, $\tau^*(\varepsilon_0^*)$, qui est la suivante :

$$\begin{aligned} \tau^* &= \varepsilon_0^* f'\left(\frac{\varepsilon_0^*}{2}\right), & \varepsilon_0^* &\leq 2\varepsilon_{0c} \\ \tau^* &= \varepsilon_0^* f'(\varepsilon_0^* + \varepsilon_{0c}), & \varepsilon_0^* &> 2\varepsilon_{0c} \end{aligned} \quad (2.147)$$

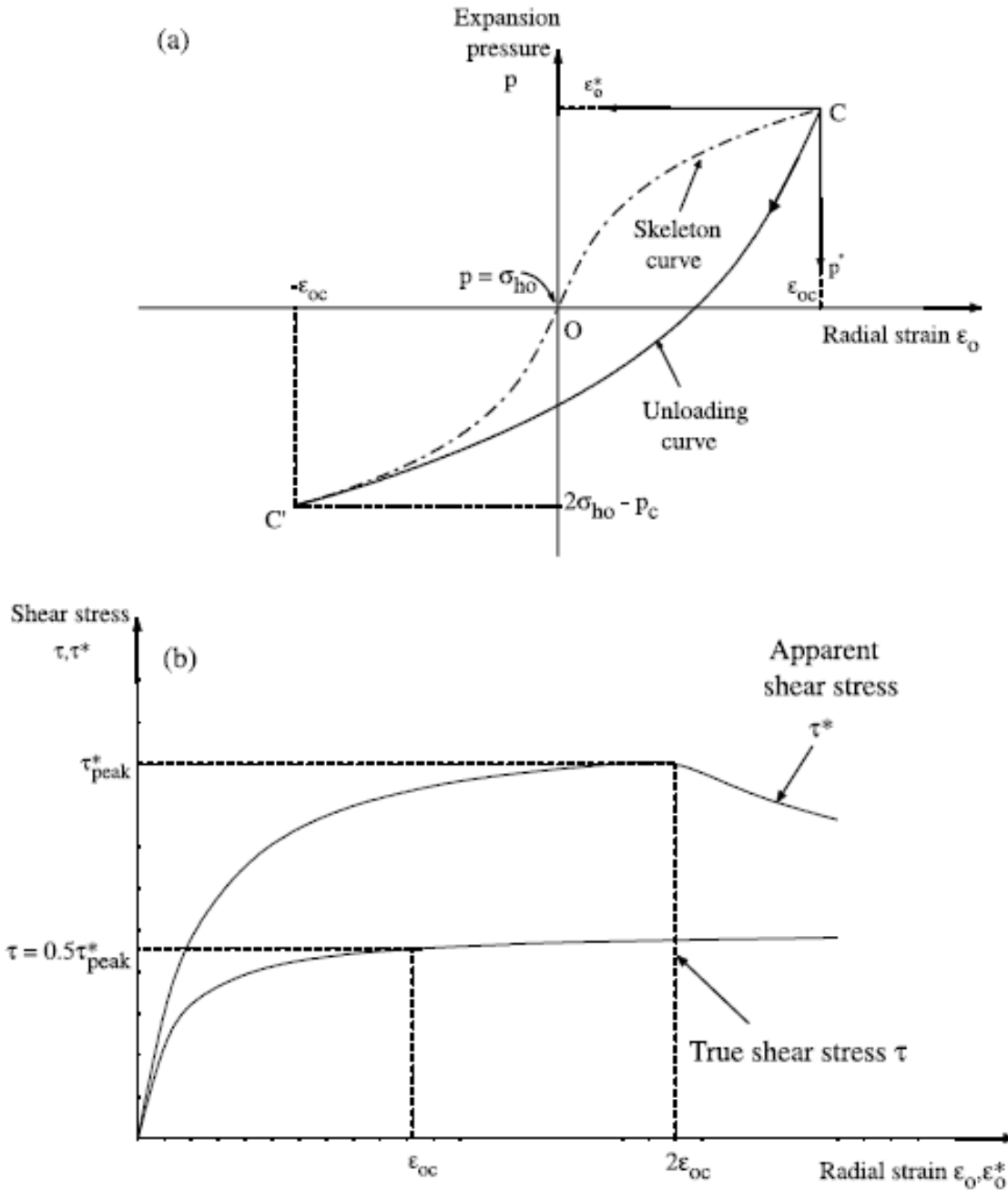


Figure 2-30 : Phase de contraction : (a) courbe pressiométrique ; courbes contraintes-déformations (Silvestri, 2004).

La comparaison des équations (2.147) et (2.131) montre que pour $\epsilon_o^* \leq 2\epsilon_{oc}$, la résistance au cisaillement apparente τ^* vaut le double de la résistance au cisaillement réelle τ pour $\epsilon_o^* = 2\epsilon_{oc}$.

La courbe contrainte-déformation réelle est obtenue à partir de la courbe apparente τ^* avec les équations suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \tau = \tau^*/2 \\ \varepsilon_0 = \varepsilon_0^*/2 \end{array} \right\}, \quad \varepsilon_0^* \leq -2\varepsilon_{0c} \quad (2.148)$$

et

$$\left. \begin{array}{l} \tau = \left(\frac{\varepsilon_0^* - \varepsilon_{0c}}{\varepsilon_0^*} \right) \tau^* \\ \varepsilon_0 = \varepsilon_0^* - \varepsilon_{0c} \end{array} \right\}, \quad \varepsilon_0^* > -2\varepsilon_{0c} \quad (2.149)$$

Silvestri (2004) a appliqué la méthode proposée ci-dessus à quatre cas bien documentés. Ici on présente en bref les résultats trouvés pour deux de ces quatre cas.

i) Dans un premier cas, il a déterminé la courbe contrainte-déformation de l'argile normalement consolidée de Drammen à partir de la courbe de pression-expansion rapporté par Prévost (1979). Quand le remaniement initial du trou pilote est négligé, la résistance au cisaillement non drainé déduite à partir de la branche de rechargement de la courbe pression-expansion est surestimée de 70%.

ii) Dans le second cas, il a quantifié le remaniement dû à un trou sous-foré et à un autre sur-foré dans une argile dans la région d'Ottawa. Cette argile est raide, légèrement surconsolidée et ayant une sensibilité élevée (Law et Eden, 1980).

La courbe de la résistance au cisaillement non drainé en fonction de la déformation radiale a été évaluée pour : a) l'argile non remaniée, et pour b) une argile remaniée par un sur-forage du trou pilote. Dans l'exemple traité par Silvestri (2004), il a été trouvé que le degré de surestimation de la résistance au cisaillement non drainé calculée en b) est de 195 % par rapport à celle calculée en a). Ce degré élevé de surestimation provient de l'anneau du sol remanié qui confine la membrane du pressiomètre et du déchargement dû au sur-forage du trou pilote.

La comparaison des courbes contrainte-déformation obtenues dans le cas d'une argile non remaniée et dans le cas d'une argile remaniée par le sous-forage du trou pilote, montre que dans

ce dernier cas, la résistance au cisaillement non drainé est caractérisée par une réduction à petites déformations.

2.8 Évaluation de l'essai au pressiomètre autoforeur dans les argiles sensibles.

Silvestri (2003) a analysé des résultats obtenus sur le terrain au moyen du pressiomètre autoforeur de Cambridge (SBPMT) dans une argile sensible Champlain du Québec. Il a été démontré à travers cette analyse que : i) quoique les résistances au cisaillement non drainé déduites des essais SBPMT sont plus élevées que les valeurs obtenues avec le scissomètre de chantier, la divergence est réduite en prenant en compte les effets de la rupture progressive. Cependant, ce n'est pas le SBPMT qui surestime la résistance au cisaillement, mais plutôt c'est le scissomètre qui la sous-estime dans cette argile sensible. Les cheminements des contraintes totales et effectives ont été déduits des essais, et Silvestri (2003) montre que les cheminements en contraintes effectives s'approchent de la zone de traction du diagramme de rupture Mohr-Coulomb avant de se diriger vers l'enveloppe de rupture à grande déformation de l'argile. De même, il a été démontré également que la pression interstitielle qui est générée sur la paroi de la cavité durant la phase plastique de l'expansion, est presque équivalente à l'accroissement de la pression totale radiale.

2.9 Interprétation des essais pressiométriques dans le sable

Gibson et Anderson (1961) ont présenté une méthode de détermination de l'angle de frottement interne ϕ' dans des conditions de déformation plane à partir des essais pressiométriques. Ils ont supposé que le sol se comporte d'une façon parfaitement élastique jusqu'à atteindre la rupture et par la suite le sable continue à se déformer à volume constant et à un taux de contraintes effectives constant. Ceci peut sous-estimer la valeur de ϕ' quand le sol se contracte et surestimer cette valeur quand le sol se dilate. Silvestri (2001) a proposé une nouvelle méthode qui permet d'obtenir les relations constitutives des sables à partir d'essais pressiométriques drainés. Il a assumé des conditions de déformations planes et la validité de la théorie de la dilatance de Rowe afin de déterminer les distributions de contraintes et de déformations finies, ainsi que leurs cheminements. La méthode proposée, qui a été validée à

l'aide d'essais de calibration en cuve et sur place, semble reproduire correctement le comportement des sables lâches et denses.

2.10 Recherches précédemment effectuées sur le pressiomètre

Yu (1990) a développé une solution analytique unifiée pour l'expansion et la contraction des cavités cylindriques et sphériques dans les sols dilatants élastiques-plastiques. Sans imposer des restrictions sur la magnitude de la déformation, Yu (1990) a développé des solutions explicites pour résoudre les relations pression-expansion et pression-contraction. Yu (1990) a réussi à résoudre le problème analytiquement, pour des modèles mécaniques simples et des conditions aux frontières simples. Pour cette raison, il a utilisé la méthode des éléments finis pour simuler l'essai au pressiomètre autoforeur et l'essai au cône-pressiomètre. Les effets de la géométrie du pressiomètre sur les déformations et les paramètres de résistance ont été étudiés.

Dans ces analyses, Yu (1990) a adopté une description Eulérienne de la déformation, et il a utilisé le taux de contrainte Jauman dans les équations constitutives du sol. En se basant sur les résultats numériques trouvés, Yu (1990) a proposé des procédures améliorées pour l'obtention des paramètres in-situ dans les argiles et les sables.

Puisqu'il est impossible de résoudre analytiquement le problème de l'expansion de la cavité cylindrique pour un pressiomètre de dimensions finies, l'interprétation de l'essai pressiométrique s'est basée essentiellement sur l'hypothèse que la cavité cylindrique en expansion est infiniment longue. En utilisant la méthode des éléments finis, Yao (1996) a étudié l'effet du rapport longueur-sur-diamètre sur les résultats des essais pressiométriques dans le sol.

En analysant les argiles, Yao (1996) a souligné les effets du rapport longueur-sur-diamètre sur le module de cisaillement et la résistance au cisaillement. Les analyses portantes sur le sable ont permis de déterminer les effets du rapport. En analysant les argiles, Yao (1996) a souligné les effets du rapport longueur-sur-diamètre sur l'angle de frottement interne.

Yao (1996) a simulé l'expansion pressiométrique axisymétrique par la méthode des éléments finis et en assumant des grandes déformations pour le matériau élastique-parfaitement plastique. Les résultats trouvés se résument par les points suivants :

1) Pour l'essai au pressiomètre autoforeur dans un milieu argileux, la méthode conventionnelle de Gibson et Anderson surestime le module de cisaillement et la résistance au cisaillement non drainé de l'argile à cause de la longueur finie du pressiomètre.

2) L'essai au pressiomètre autoforeur dans le sable tend à surestimer l'angle de frottement à cause de la longueur finie du pressiomètre.

Dans le même axe de recherche, El Hussein (1999) a étudié l'influence de l'élancement du pressiomètre sur la mesure des propriétés de résistance et de déformation des argiles en conditions non drainées. Il a été prouvé que la résistance au cisaillement mesurée diminue avec l'augmentation du rapport longueur-diamètre (c.-à.-d., L/D) du pressiomètre et qu'elle est plus élevée que la valeur en déformation plane même pour les sondes les plus longues (Silvestri et El-Husseini, 1999).

Pelletier (2004) a réalisé des essais au pressiomètre Texam dans l'argile raide de Mascouche. Les courbes pressiométriques nettes obtenues ont été analysées en chargement et déchargement selon un modèle élastique-parfaitement plastique du sol. Elle a conclu que les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé déduites des essais au pressiomètre S_{u-PMT} obtenues avec la phase de chargement sont en moyenne supérieures de 2.0 à 2.7 fois par rapport aux valeurs de la résistance au cisaillement non drainé déduites des essais au scissomètre de chantier S_{u-VST} . Cette auteure a aussi comparé des valeurs S_{u-PMT} provenant de la phase de chargement du pressiomètre avec les valeurs obtenues à partir des courbes des essais au cône effilé instrumenté (ISCT) et a trouvé que les valeurs de S_{u-PMT} sont supérieures de 18% aux valeurs de S_{u-ISCT} .

2.11 Le Dilatomètre

Marchetti (1980) a développé le dilatomètre plat (DMT) dans le but de mesurer la déformation du sol et les contraintes initiales. La forme plate du dilatomètre de Marchetti illustré à la Figure 2-31 induit moins de remaniement au sol comparativement avec les formes axisymétriques coniques. Bien que l'essai dilatométrique soit un essai pratique et économique, son interprétation est très empirique. L'appareil illustré à la Figure 2-31, a la forme d'une lame d'épaisseur de 14mm avec une face contenant une membrane métallique gonflable. La sonde est

enfoncée dans le sol en incréments de vingt centimètres. Suite à chaque avancement, la membrane est gonflée jusqu'à atteindre une déflexion de 1 mm. Les pressions requises pour initier la déflexion de la membrane et pour atteindre la déflexion de 1 mm sont enregistrées.

Marchetti a introduit trois paramètres de corrélation qui sont utilisés empiriquement pour estimer le type de sol, sa compressibilité, l'indice de surconsolidation, et la contrainte latérale initiale.

L'indice de contrainte latérale noté K_d , est un paramètre de corrélation utilisé pour estimer la contrainte latérale initiale ; il est défini par la formule suivante :

$$K_d = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_v}$$

où :

P_0 = pression requise pour initier la déflexion de la membrane

u_0 = pression de l'eau

σ'_v = contrainte effective verticale

En se basant sur des essais sur des matériaux cohérents non cimentés, Marchetti suggère pour ce type de sol la relation empirique suivante :

$$K_0 = \left(\frac{K_d}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6$$

où K_0 est le coefficient de pression latérale des terres au repos. Cette dernière formule n'est pas applicable pour les sables. Ultérieurement, Schmertmann (1983) a fourni une formule empirique pour les sables (qui a été obtenue à l'aide d'un procédé itératif) qui s'écrit comme suit :

$$K_0 = \frac{1}{192 - 717(1 - \sin \phi)} \left\{ 40 + 23k_d(1 - \sin \phi) + 152(1 - \sin \phi) - 717(1 - \sin \phi)^2 \right\} \quad (2.150)$$

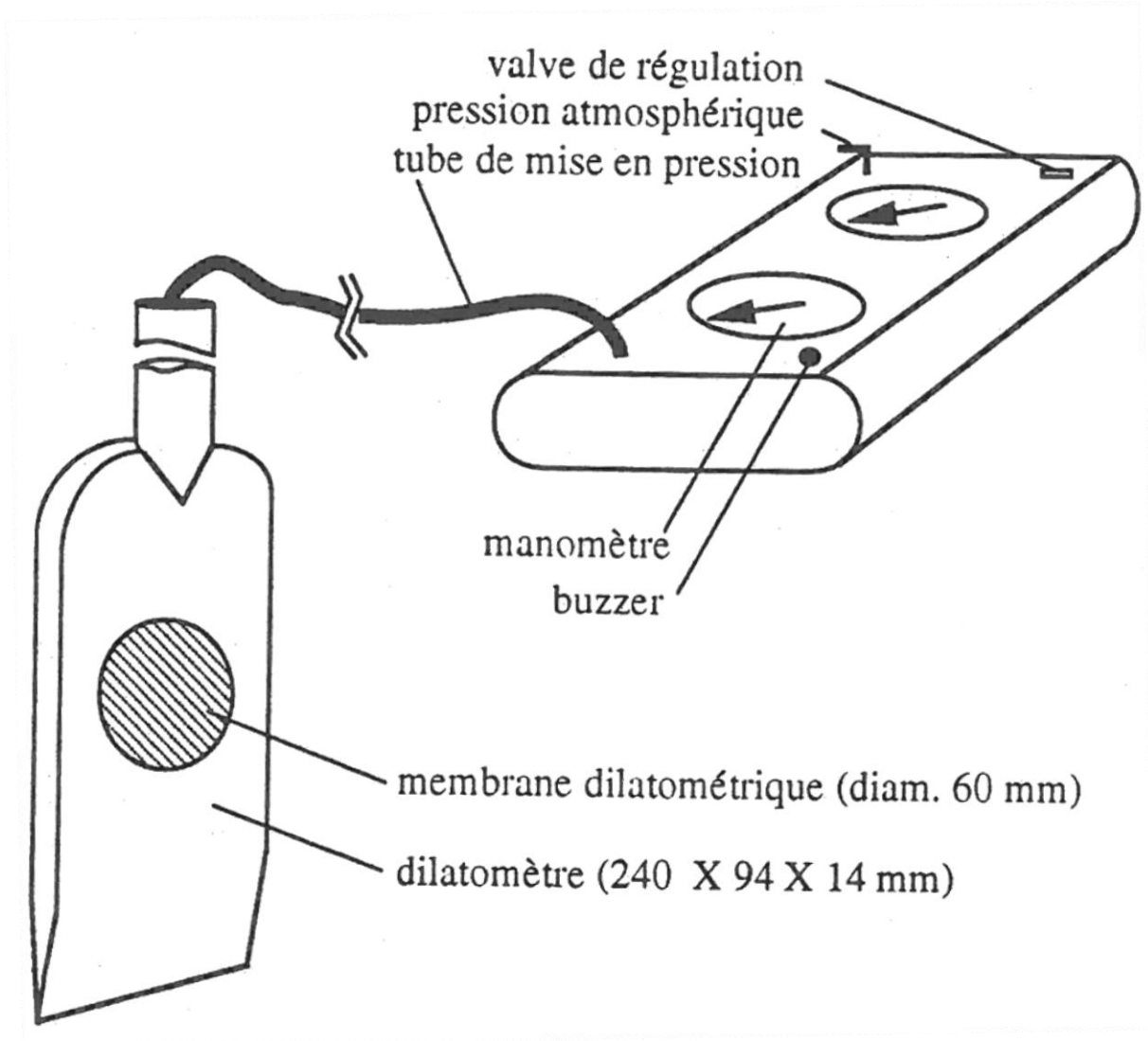


Figure 2-31 : Schéma du dilatomètre de Marchetti (tirée de Hamouuche, 1995).

La résistance unitaire en pointe à la pénétration du cône ($t = 177.8 s$) est déterminée à partir de l'équation suivante (Baldi *et al.*, 1986) :

$$K_0 = 0.376 + 0.095K_d - 0.00461 \frac{q_c}{\sigma'_v} \quad (2.151)$$

où σ'_v est la contrainte principale effective.

2.12 L'essai de pénétration au cône statique (CPT)

2.12.1 Historique et but de l'essai

Le cône statique a été utilisé pour la première fois en 1917 par l'administration des chemins de fer de l'état suédois (Terzaghi et Peck, 1967).

L'essai de pénétration au cône est apparu en Hollande vers le début des années 1930. Ce cône standard avait une section de 10 cm^2 et un angle au sommet de 60° . Ce type de pénétromètre a été développé par le Laboratoire de Mécaniques des Sols de Delft (Delft, 1936). Il a été originalement utilisé en Hollande pour la détermination de la capacité ultime des pieux installés dans des sols sableux (Barentsen, 1936).

Le premier pénétromètre muni d'un manchon capable de mesurer la résistance de frottement appliquée sur la surface latérale du cône a été développé par Begeman (1953).

Vers les années 60, la pointe du cône a été instrumentée par des capteurs électriques afin de mesurer la résistance en pointe du cône. C'est en 1970 que Fugro B.V. a développé un cône électrique capable de mesurer d'une façon continue la résistance en pointe et la résistance au frottement latéral en même temps (De Ruiter, 1971).

Vers les années 70, un pénétromètre ayant la même forme que le cône standard, a été développé par l'Institut Norvégien de Géotechnique (NGI). Ce pénétromètre, muni d'un capteur de pression interstitielle est capable de mesurer la pression interstitielle dans le sol durant le processus de pénétration et durant la phase de dissipation subséquente. Les valeurs de la pression interstitielle mesurées par ce pénétromètre ont été utilisées en conjonction avec les mesures obtenues à partir de l'essai au cône standard.

En 1980, un nouveau cône appelé piézocône est apparu. Ce nouveau pénétromètre, et pour la première fois, était capable de mesurer continuellement et à la fois : la pression interstitielle, la résistance en pointe et le frottement (Zuidberg *et al.*, 1982).

L'essai de pénétration au cône permet principalement de déterminer différentes propriétés géotechniques (Lunne *et al.* 1997), comme par exemple la résistance au cisaillement non drainé (S_u) et le module d'élasticité non drainé (E_u).

2.12.2 Introduction

L'essai de pénétration au cône est un processus de fonçage continu et à vitesse constante dans le sol, d'une sonde cylindrique à pointe conique. Durant ce fonçage, on peut enregistrer continuellement et pour chaque profondeur : i) la charge de fonçage qui agit sur le cône (Q_c); ii) la charge totale de fonçage totale appliquée sur le cylindre (Q_t); et iii) éventuellement la pression interstitielle (u) dans le cas d'un essai au piézocone (CPTU).

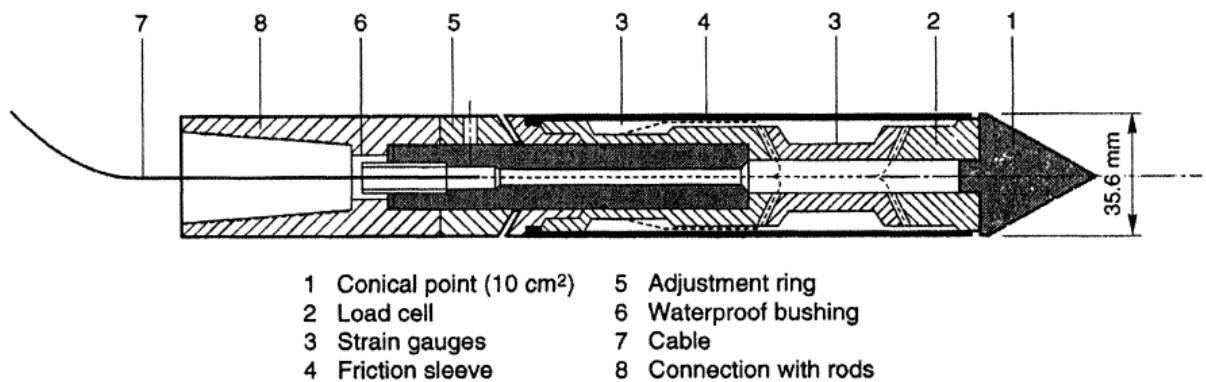


Figure 2-32 : Schéma d'un cône électronique typique (de Ruiter, 1971).

La charge de frottement dérivée appliquée sur le manchon (F_s) est simplement déduite de la différence entre (Q_t) et (Q_c), c.-à.-d. $F_s = Q_t - Q_c$.

La résistance en pointe (q_c) n'est autre que Q_c divisée par la surface projetée du cône (A_c) :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

et la résistance de frottement appliquée sur le manchon (f_s) est définie comme étant le rapport de F_s sur la surface latérale du manchon (A_s) :

$$f_s = \frac{F_s}{A_s}$$

Finalement, le rapport de frottement (FR) est défini par : $FR = f_s / q_c$. La Figure 2-33 montre un exemple des valeurs de Q_t , u et q_c déterminées à partir d'un essai au cône (ou piézocône).

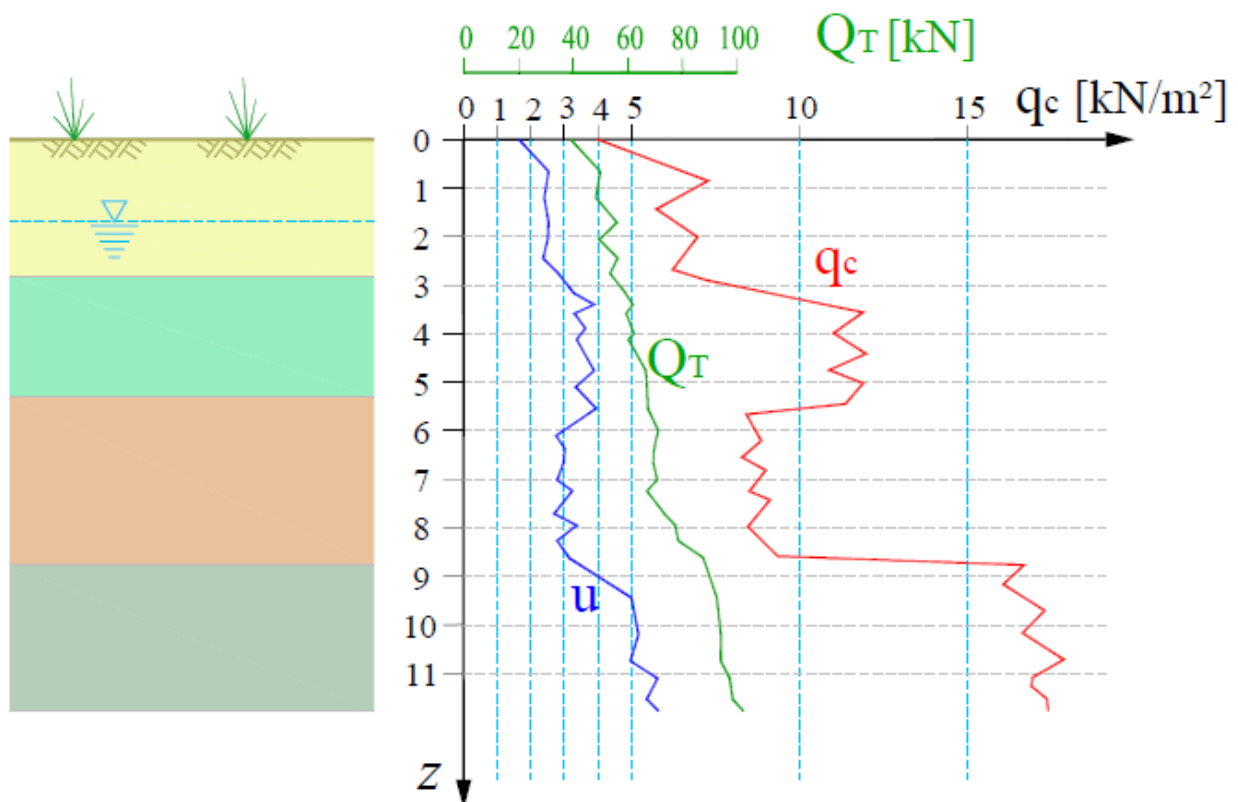


Figure 2-33 : Profil pénétrométrique typique obtenu à partir d'un essai au cône statique ou piézocône.

2.12.3 Classification du sol à partir de l'essai CPT

Douglas et Olsen (1981) ont présenté une classification du sol en se basant sur des données déduites des essais au cône électrique CPT. L'abaque à la Figure 2-34 confirme des

résultats déjà trouvés en Hollande et qui montrent que les sols sableux tendent à produire une haute résistance en pointe et un faible rapport de frottement, alors que les argiles molles et les sols sensibles tendent à produire une faible résistance en pointe et un haut rapport de frottement.

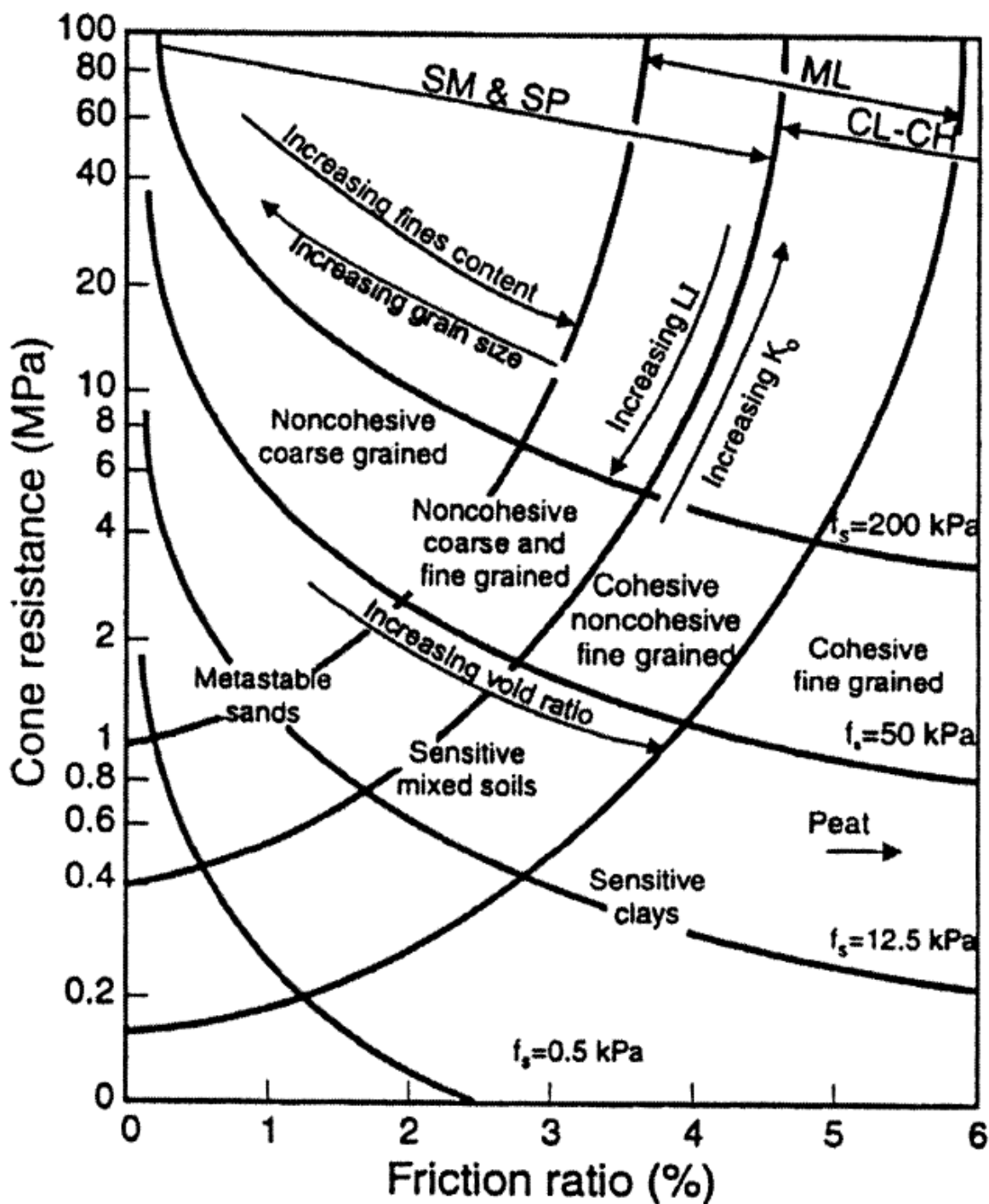


Figure 2-34 : Charte de classification suggérée par Douglas et Olsen (1981).

2.12.4 Interprétation des données de l'essai CPT/CPTU dans l'argile

2.12.4.1 Résistance au cisaillement non drainé S_u

La résistance au cisaillement non drainé d'un sol argileux peut être estimée empiriquement à partir de l'équation suivante :

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (2.152)$$

où q_c est la résistance totale du cône, σ_{vo} est la contrainte verticale totale des terres, et N_k est un facteur empirique du cône qui est relié à q_c . Dans la littérature, on trouve plusieurs publications qui proposent des méthodes pour évaluer le facteur N_k . Dans ce qui suit, on présente celles qui sont les plus citées :

- En prenant S_u comme résistance de référence déterminée à partir d'un essai de compression au triaxial, Kjekstad *et al.* (1978) ont trouvé pour les argiles surconsolidées non fissurées une valeur moyenne de N_k équivalente à 17.
- En considérant l'essai au scissomètre de chantier comme essai de base, Lunne et Kleven (1981) ont trouvé que pour les argiles marines normalement consolidées, le facteur N_k varie entre 11 et 19 (avec une valeur moyenne de 15).
- Teh (1987) a présenté une méthode théorique dans laquelle il trouve que :

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma'_{vo}}{S_u} = 0.19 + 2.64 \ln(I_r) - \frac{\sigma'_{vo}}{S_u} (1 - K_0) + 2\alpha$$

où α est un coefficient de rugosité qui varie de 0 à 1 ($\alpha = 1$ rugueux et $\alpha = 0$ lisse); σ'_{vo} est la contrainte verticale effective des terres; K_0 est le coefficient de pression des terres au repos; $I_r = G/S_u$ est l'indice de rigidité; et q_t est la résistance totale corrigée du cône.

2.12.4.2 Module d'Young non drainé

Le module d'Young non drainé (E_u) peut être estimé d'une façon empirique par la relation :

$$E_u = nS_u \quad (2.153)$$

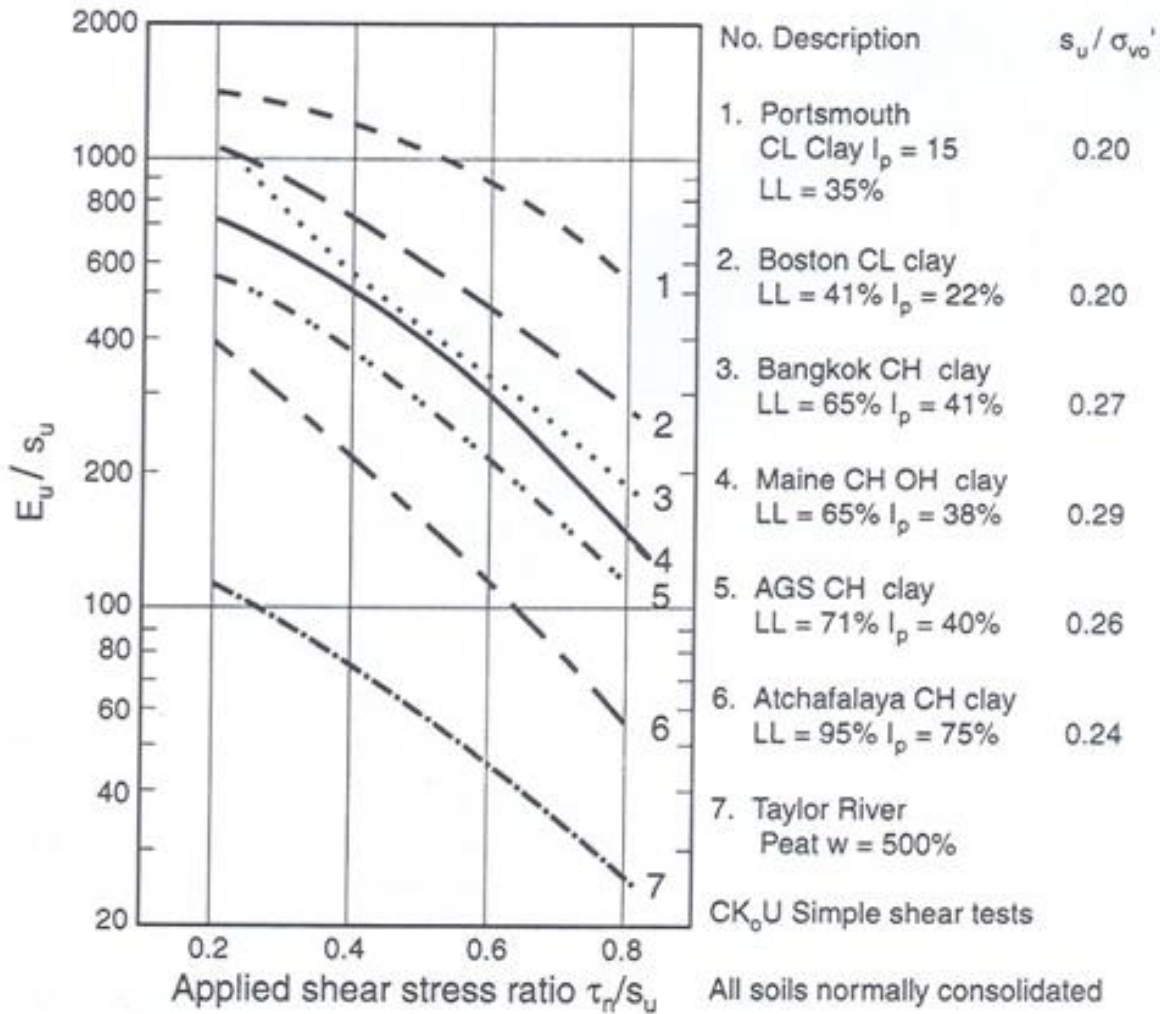


Figure 2-35 : Rapport de rigidité E_u/S_u en fonction du rapport de contrainte de cisaillement appliquée τ_n/S_u et de l'indice de plasticité I_p (adaptée de Ladd *et al.*, 1977).

Ladd *et al.* (1977) ont mentionné que ε est une constante qui dépend du niveau de la contrainte de cisaillement, du degré de surconsolidation, de la sensibilité et d'autres facteurs. Ces auteurs ont présenté le rapport de rigidité⁸ $n = E_u/S_u$ versus le niveau de contrainte de cisaillement τ_n/S_u pour différentes argiles normalement consolidées (Figure 2-35). En tenant compte du degré de surconsolidation (OCR), les courbes $n = E_u/S_u$ versus le rapport τ_n/S_u sont dessinées à la Figure 2-36 pour deux niveaux de contrainte de cisaillement (1/3 et 2/3) et pour les mêmes types de sols montrés à la Figure 2-35.

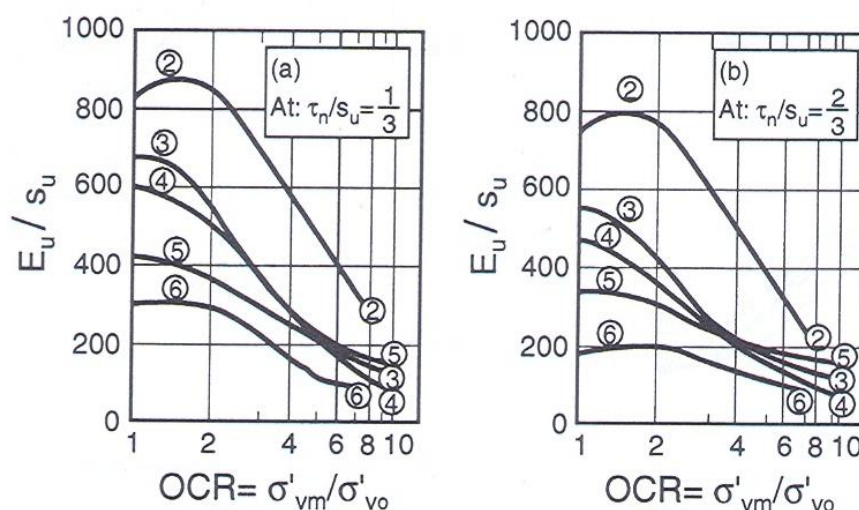


Figure 2-36 : Rapport de rigidité $n = E_u/S_u$ en fonction du degré de surconsolidation OCR, pour $\tau_n/S_u = 1/3, 2/3$ (adaptée de Ladd *et al.*, 1977).

2.12.5 Interprétation des données de l'essai CPT/CPTU dans les sables

2.12.5.1 Corrélations entre l'angle de frottement interne et la résistance du cône.

Suite à des essais effectués avec la cellule de calibration, Robertson et Campanella (1983) ont établi des corrélations entre la résistance mesurée au cône et l'angle de frottement interne. Les valeurs de l'angle de frottement interne ont été obtenues à partir des essais drainés de

⁸ Stiffness ratio.

compression au triaxial et effectués avec des contraintes de confinements égales aux contraintes horizontales dans la cellule de calibration avant le fonçage du cône. Les relations trouvées entre la contrainte verticale effective (σ'_v), l'angle de frottement interne (ϕ') et la résistance du cône (q_c) sont présentées à la Figure 2-37 où on trouve que pour un ϕ' constant, q_c croît d'une façon linéaire avec σ'_{vo} .

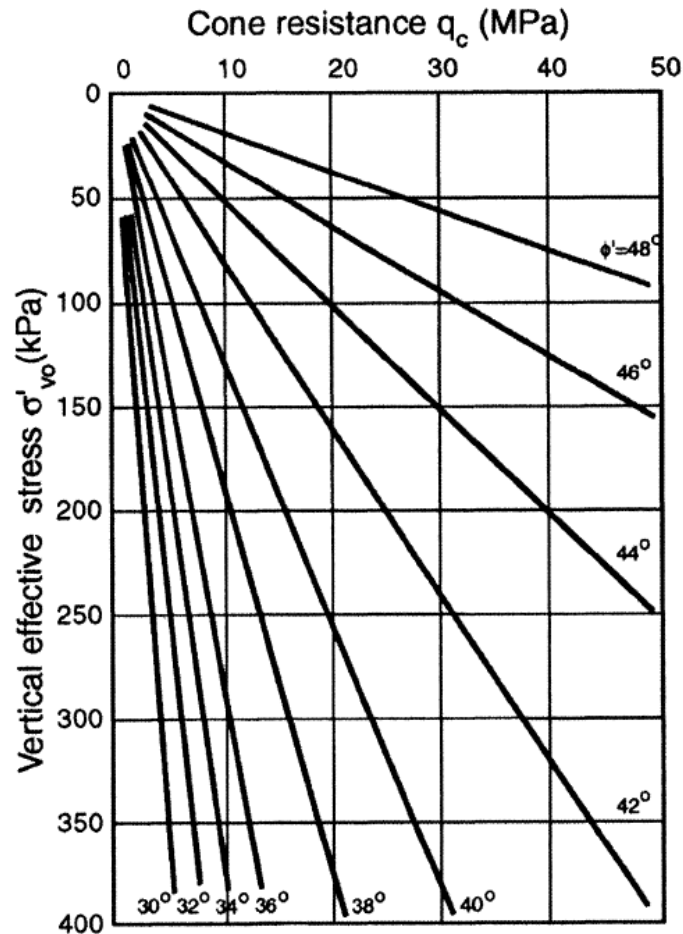


Figure 2-37 : Corrélations entre la résistance en pointe du cône q_c , la contrainte verticale effective σ'_{vo} , et l'angle de frottement interne (Robertson et Campanella, 1983).

2.12.5.2 Le module d'Young drainé

Le module d'Young drainé E' du sable dépend généralement de la densité relative, du degré de surconsolidation et de la contrainte moyenne. La Figure 2-38 permet l'évaluation du module d'Young non drainé sécant à 0.1 % en fonction de la résistance du cône normalisée.

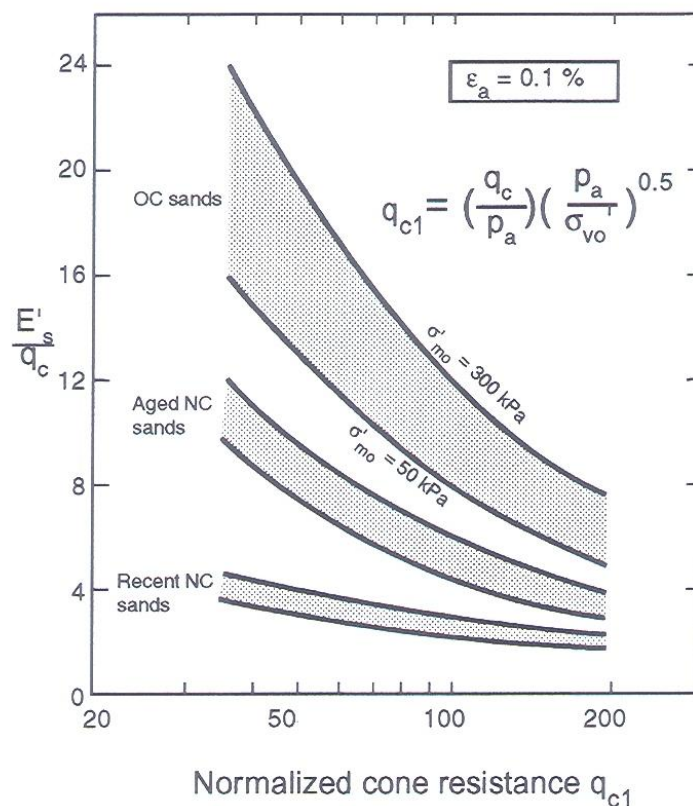


Figure 2-38 : Module d'Young drainé en fonction de la résistance du cône normalisée (Baldi *et al.*, 1989).

2.13 Essai au cône effilé instrumenté (ISCT)

2.13.1 But de l'essai ISCT

Le but de l'essai ISCT est de simuler l'état d'une expansion cylindrique, la forme effilée du cône produisant les déformations du sol, et les capteurs mesurant les pressions latérales correspondantes, ce qui permet d'établir une relation pression-déformation du trou. En s'approchant le plus possible de l'état d'expansion de cavité cylindrique on peut alors utiliser

l'interprétation développée pour l'essai pressiométrique (Ladanyi, 1972), afin de déterminer les propriétés du sol.

L'idée principale du concepteur de ce cône était la suivante : Déterminer les propriétés du sol (ex., la résistance au cisaillement non drainé) continuellement en fonction de la profondeur de fonçage du cône (à la façon de l'essai au cône statique), tout en utilisant la théorie pressiométrique. La technique ainsi proposée se veut une combinaison de deux essais conventionnels largement utilisés, soient le cône statique (CPT) et le pressiomètre (PMT).

2.13.2 Historique de l'essai et évolution de la sonde ISC

2.13.2.1 Le cône effilé

Le premier essai au cône effilé (SCT) a eu pour but d'estimer les paramètres de fluage des sols gelés (Ladanyi et Talabard, 1989). L'essai consistait à l'époque à corréler le temps de chargement et le fonçage d'un cône effilé et non instrumenté soumis à une charge axiale constante.

Plus tard, Ladanyi et Sgaoula (1992) ont utilisé ce cône dans le but de déterminer les paramètres de fluage des sables gelés. L'interprétation de leurs essais était basée sur la théorie d'expansion d'une cavité cylindrique et était semblable à celle utilisée dans l'interprétation d'un essai de fluage pressiométrique. Les essais ont ensuite porté sur l'étude du fluage du sel gemme (Leite *et al.*, 1993). L'essai au cône effilé (non instrumenté) est illustré à la Figure 2-39.

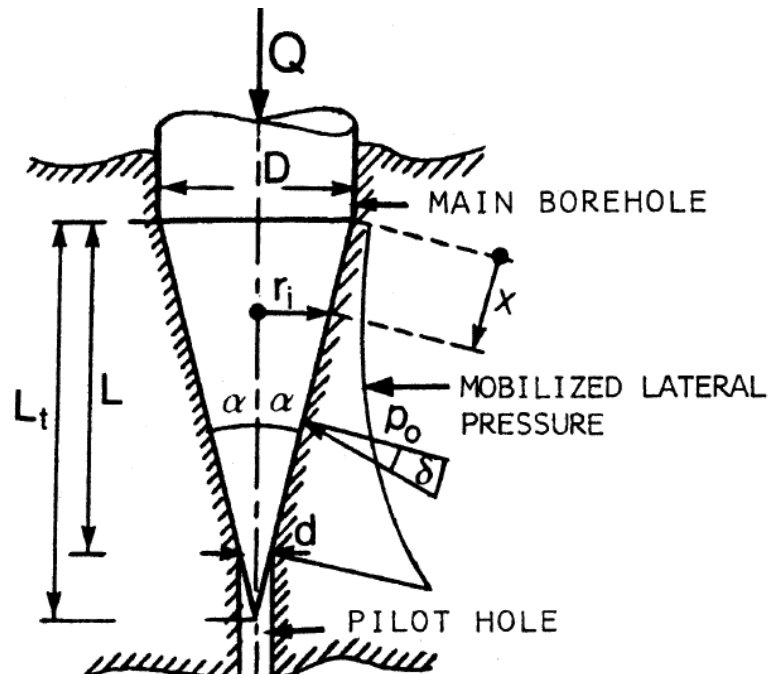


Figure 2-39 : Coupe schématique de l'essai au cône effilé SCT (Ladanyi et Sgaoula, 1992).

2.13.2.2 Le cône effilé instrumenté

A partir de 1993, la recherche sur l'essai au cône effilé s'est orientée vers la détermination des paramètres de résistance et de déformation. En effet, c'est en 1994 que le premier cône effilé instrumenté (ISC) a été usiné et a été utilisé dans les essais in-situ (ISCT) à St-Hilaire par Mchayleh (1994). Une nouvelle méthode s'appuyant sur le principe d'expansion d'une cavité cylindrique utilise un cylindre faiblement tronqué inséré dans un trou pilote de plus faible diamètre. En élargissant le pré-forage lors de sa descente, le cône effilé instrumenté (ISC) est apte à mesurer la contrainte latérale totale mobilisée à plusieurs niveaux de sa surface latérale, fournissant ainsi une réponse continue quasi pressiométrique le long du trou pilote. La simulation d'un état de déformation plane, produite par l'expansion de la cavité cylindrique, permet d'utiliser une interprétation théorique propre à l'essai pressiométrique afin de déterminer les paramètres physiques des sols.

2.13.2.3 Prototype initial du cône effilé (ISC_{ini})

La sonde ISC a été conçue dans le but de réaliser des essais quasi pressiométriques de manière continue le long d'un forage. Cette sonde se présente sous la forme d'un cône tronqué, ayant un très faible angle de conicité. La Figure 2-40 et la Figure 2-41 montrent respectivement une coupe schématique et le dessin industriel du prototype initial de la sonde (ISC_{ini}) utilisée par Mchayleh (1994). Les déformations volumiques unitaires imposées aux niveaux des capteurs sont indiquées au Tableau 2-1, et l'appareillage utilisé dans l'essai au cône effilé instrumenté est montré à la Figure 2-42.

Tableau 2-1 : Déformations volumiques imposées aux trois capteurs du cône ISC_{ini}.

Niveau	description	x_i (cm)	$d_i = 2r_i$ (cm)	ε_{nom}
0	trou pilote	0.0	7.3025	0
1	cap. bas	5.190	7.6550	0.090
2	cap. milieu	10.143	8.0109	0.169
3	cap. haut	15.217	8.3653	0.238

La conception du cône ISC_{ini} ayant un angle d'effilement de deux degrés, montre trois capteurs de pression alignés et installés à trois niveaux différents de la surface latérale de la sonde (Figure 2-40). Ces capteurs enregistrent la résistance (c.-à.-d., la pression de contact) d'une argile à l'élargissement d'un trou pilote par la pénétration continue du cône. En utilisant une méthode d'interprétation similaire à celle du pressiomètre (Figure 2-65), on a supposé que la sonde peut fournir les mêmes informations que le PMT mais d'une manière continue, semblable au CPT.

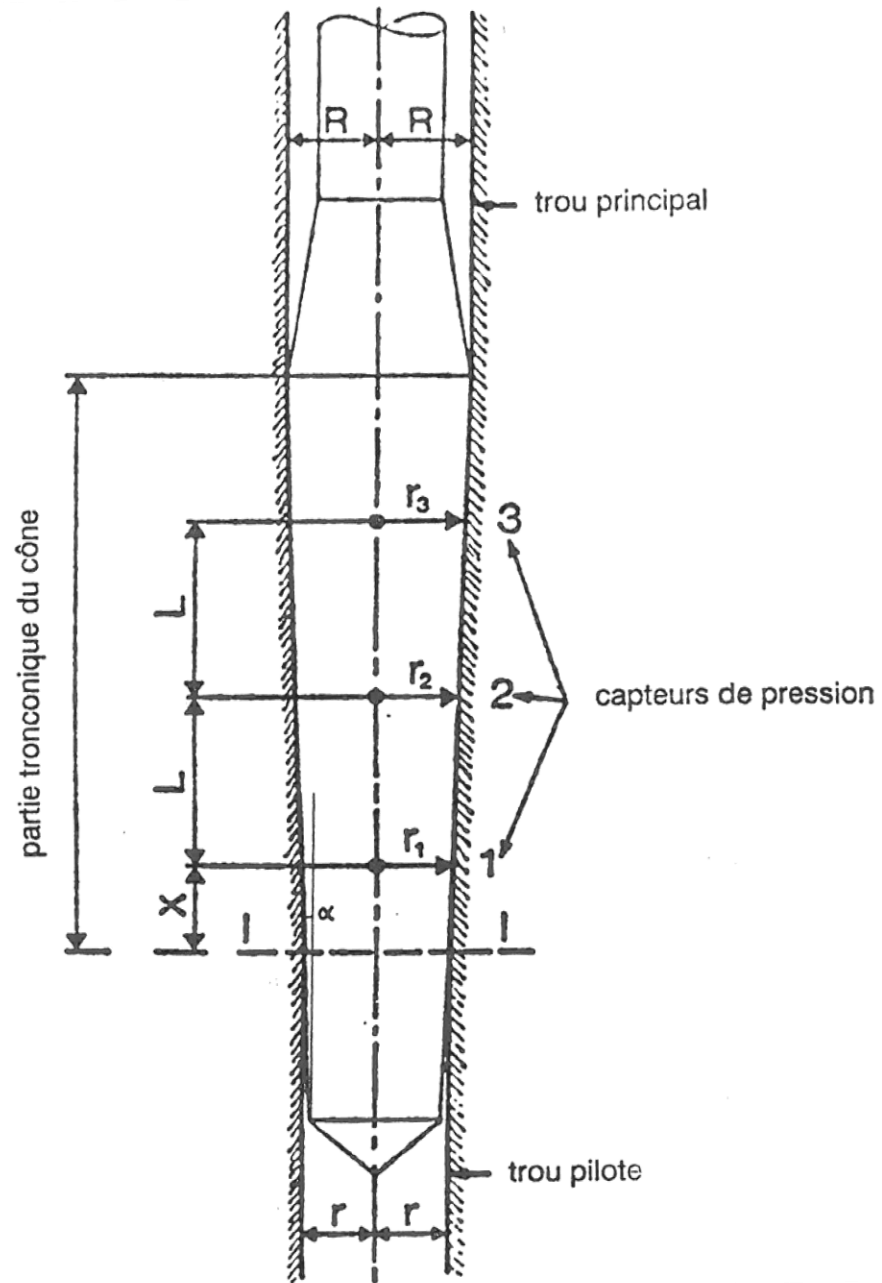


Figure 2-40 : Prototype initial du cône effilé instrumenté (Mchayleh, 1994).

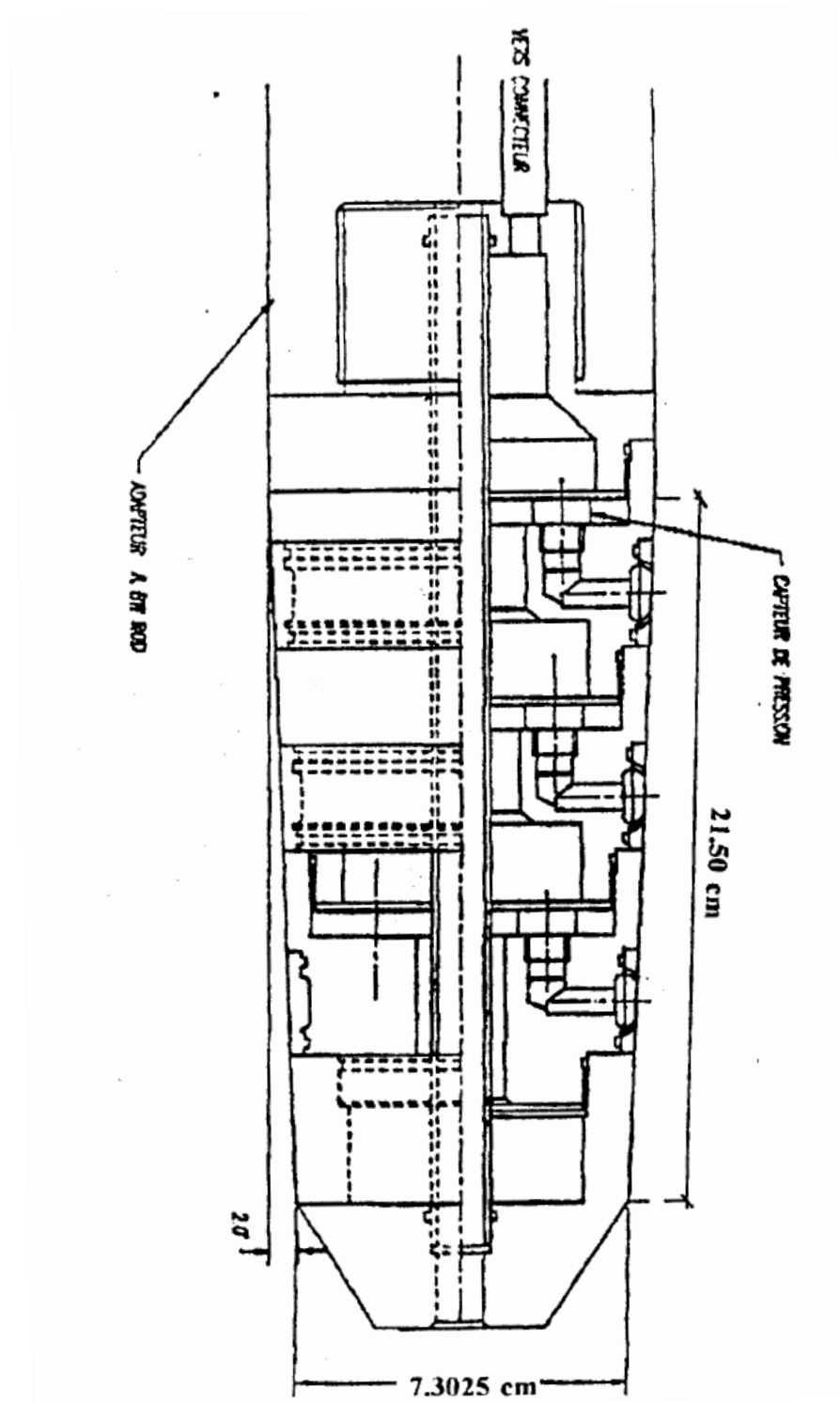


Figure 2-41 : Premier prototype utilisé pour l'essai au cône effilé instrumenté ISC (Mchayleh, 1994).

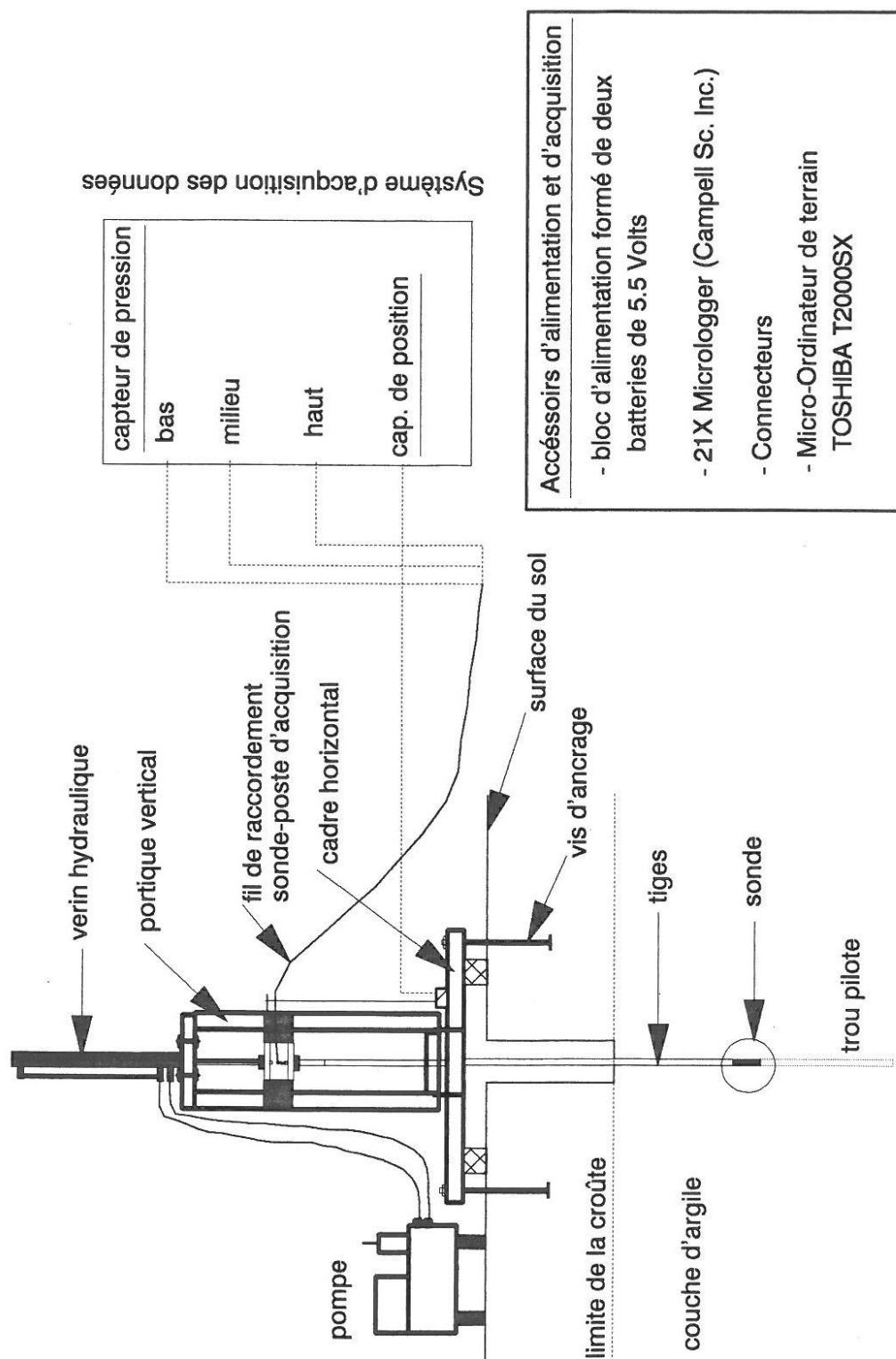


Figure 2-42 : Appareillage utilisé dans l'essai au cône effilé instrumenté (Mchayleh, 1994).

2.13.2.3.1 Résultats obtenus à partir de l'essai $ISCT_{ini}$

La sonde initiale ISC_{ini} a été utilisée en Octobre 1993 par Mechayleh (1994), pour caractériser l'argile de Saint-Hilaire (Québec), à vingt kilomètres du nord de Montréal. Deux essais ($ISCT_{ini-1}$ et $ISCT_{ini-2}$) ont été réalisés à des vitesses de fonçages différentes et dans deux trous différents distants de 1.5m l'un de l'autre. Les résultats des essais ont été publiés par Ladanyi *et al.* (1995).

La Figure 2-43 correspondant à l'essai $ISCT_{ini-1}$ montre : i) la variation des pressions totales mesurées par les trois capteurs (c.-à.-d., le capteur inférieur, le capteur du milieu et le capteur supérieur), ii) les profils de la pression hydrostatique u_0 et de la contrainte effective horizontale initiale σ'_{ho} , et de la pression latérale initiale. De même, la Figure 2-44 montre les courbes décrites dans la Figure 2-43 mais correspondant à l'essai $ISCT_{ini-2}$.

La Figure 2-45 et la Figure 2-46 montrent sur une échelle semi-log l'allure des portions des courbes pressiométriques déduites des essais $ISCT_{ini-1}$ et $ISCT_{ini-2}$ respectivement, pour sept niveaux différents de la couche d'argile de St-Hilaire, soit 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5, 4 et 4.5 m. Il est clair que l'allure de ces courbes ne donne pas une idée précise de l'allure des courbes pressiométriques globales car : a) le nombre de points (dans le cas de la sonde initiale avec trois points) est insuffisant pour discrétiser la courbe pressiométrique globale; et b) l'emplacement de ces trois points dans la courbe pressiométrique globale n'est pas déterminé. Autrement dit, on ne peut pas conclure que ces points appartiennent à la partie droite située après la cassure dans la courbe pressiométrique globale.

La résistance au cisaillement non drainé (S_u) déduite des essais $ISCT_{ini-1}$ et $ISCT_{ini-2}$ versus la profondeur est montrée respectivement à la Figure 2-47 et à la Figure 2-48.

Cette campagne d'essai a toutefois révélé l'inefficacité de la sonde initiale ainsi qu'une tendance aléatoire des résultats obtenus de cette version de la sonde.

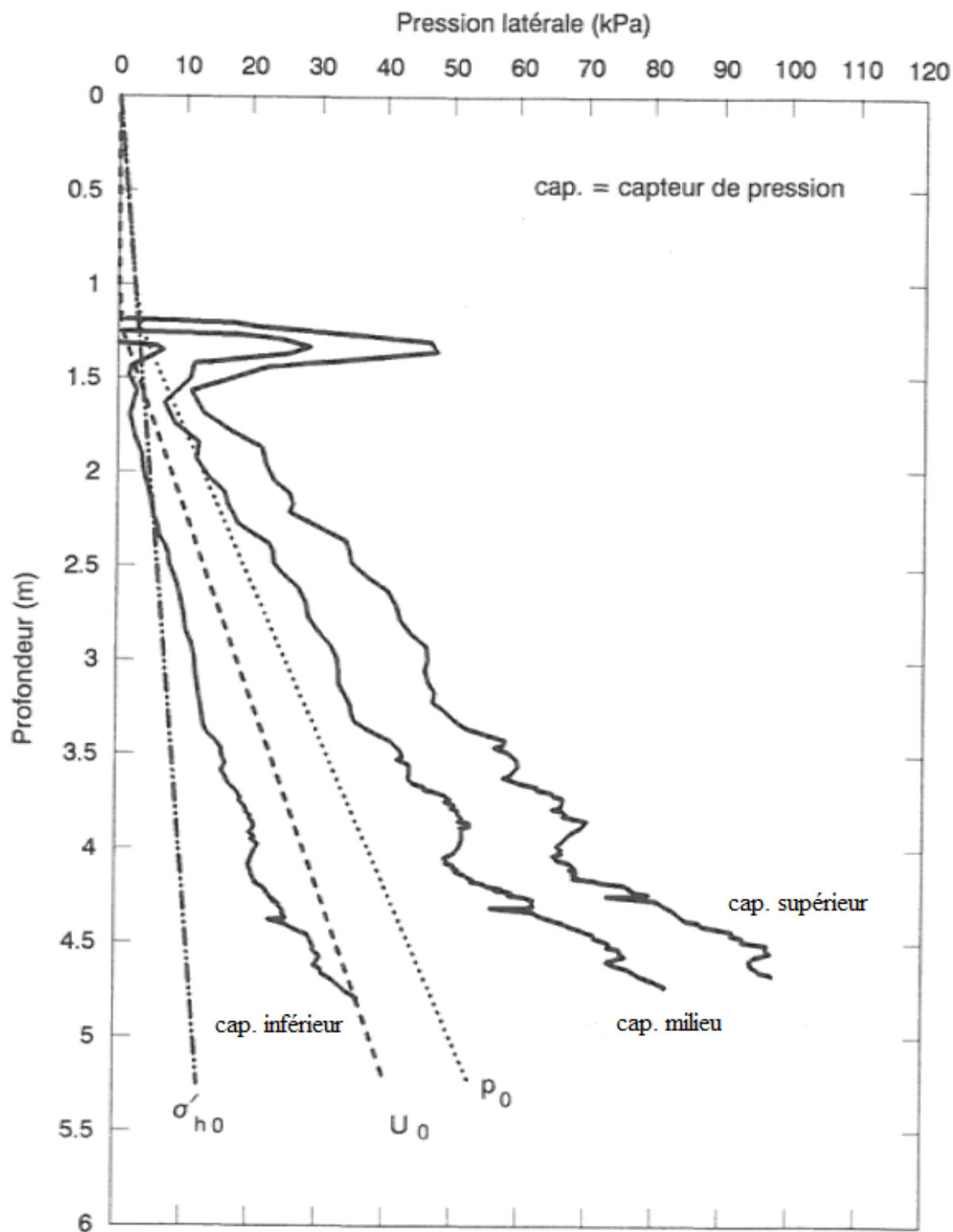


Figure 2-43 : Essai au cône effile instrumenté initial (ISCT_{ini-1}) sur l'argile de St-Hilaire; comparaison entre les pressions captées et les pressions initiales (Mchayleh, 1994).

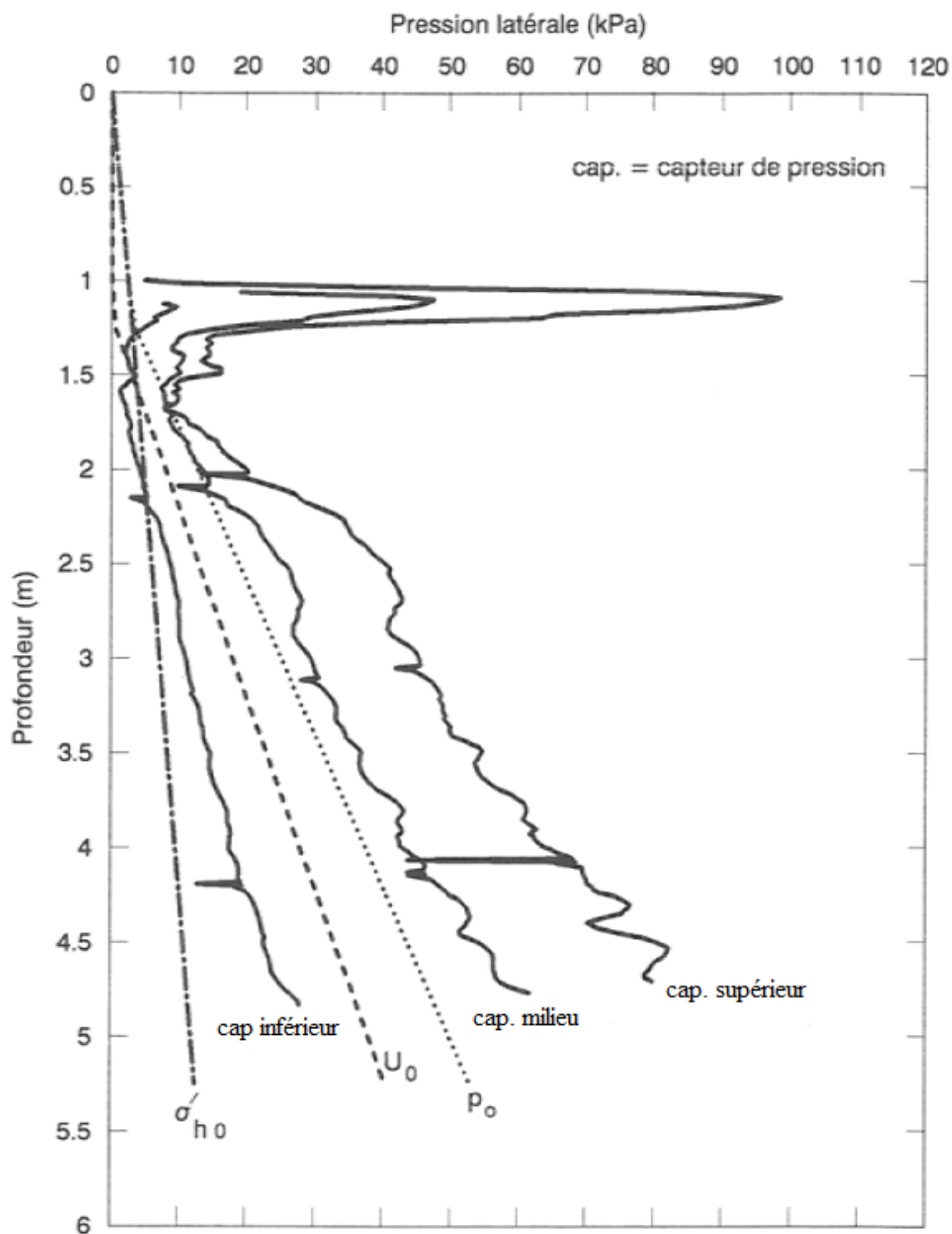


Figure 2-44 : Essai au cône effilé instrumenté initial (ISCT_{ini-2}) sur l'argile de St-Hilaire; comparaison entre les pressions captées et les pressions initiales (Mchayleh, 1994).

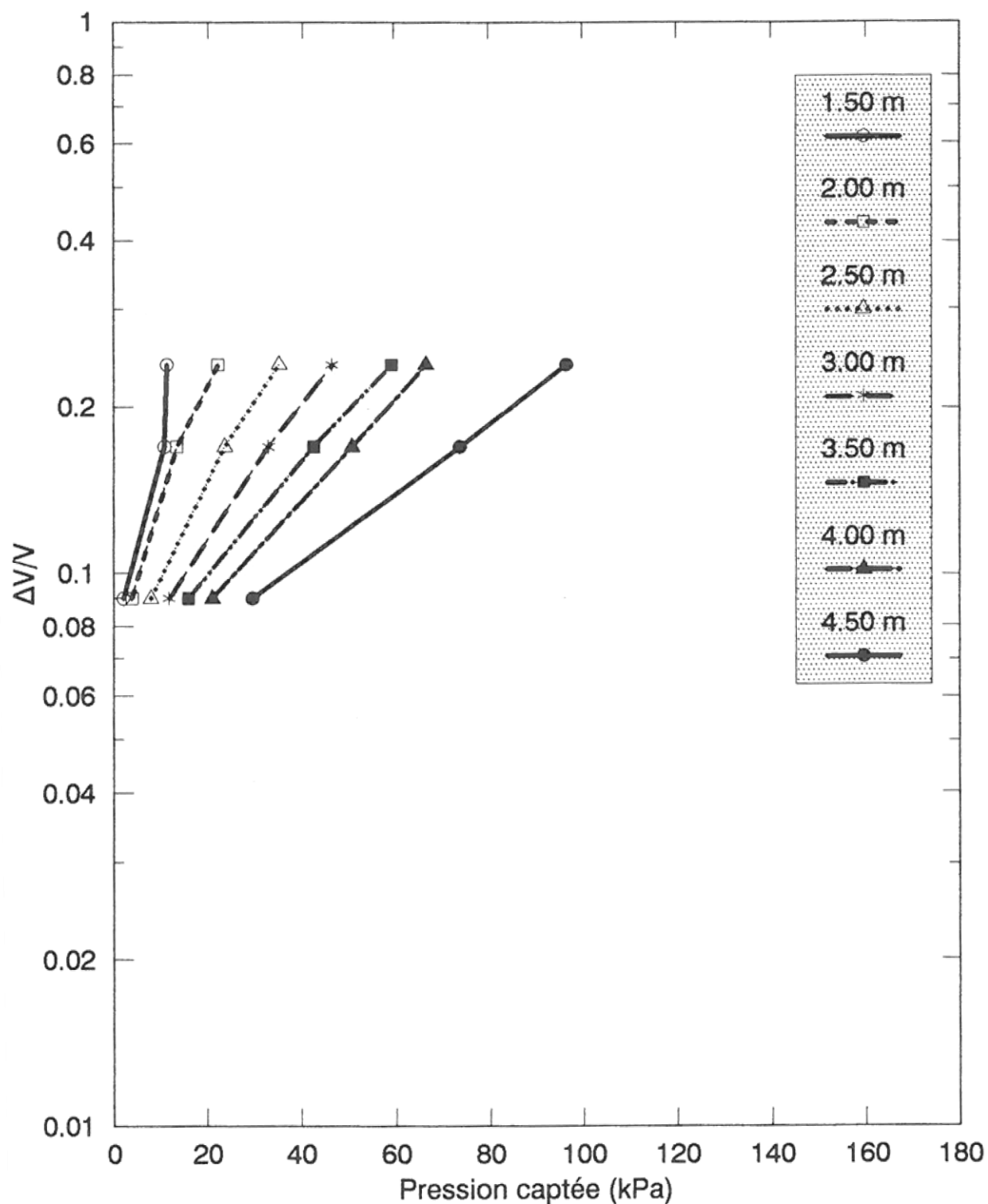


Figure 2-45 : Portions des courbes pressiometriques déduites de l'essai ISCT_{ini-1} pour sept niveaux différents de la couche d'argile de St-Hilaire (Mchayleh, 1994).

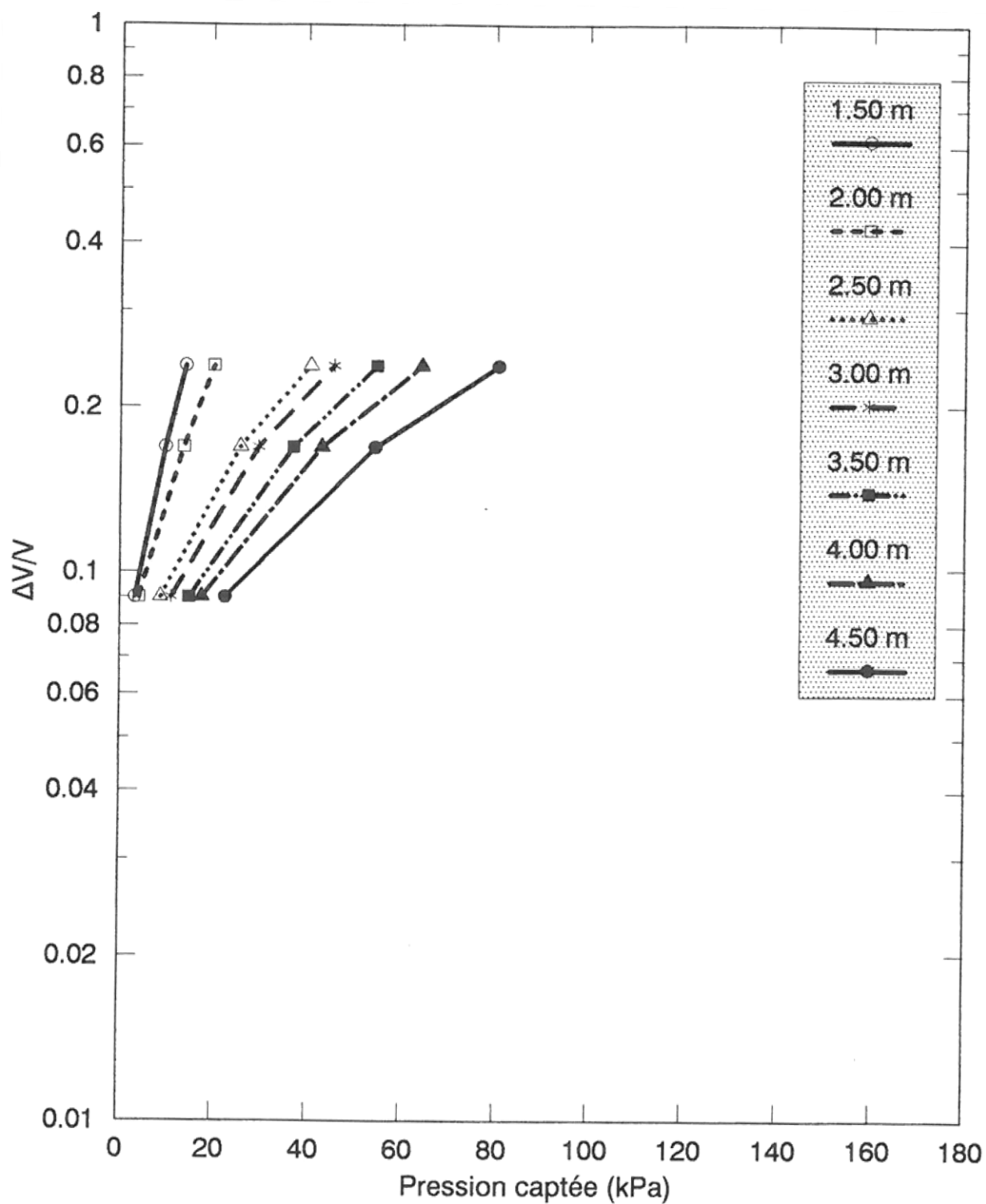


Figure 2-46 : Portions des courbes pressiométriques déduites de l'essai ISCT_{ini-2} pour sept niveaux différents de la couche d'argile de St-Hilaire (Mchayleh, 1994).

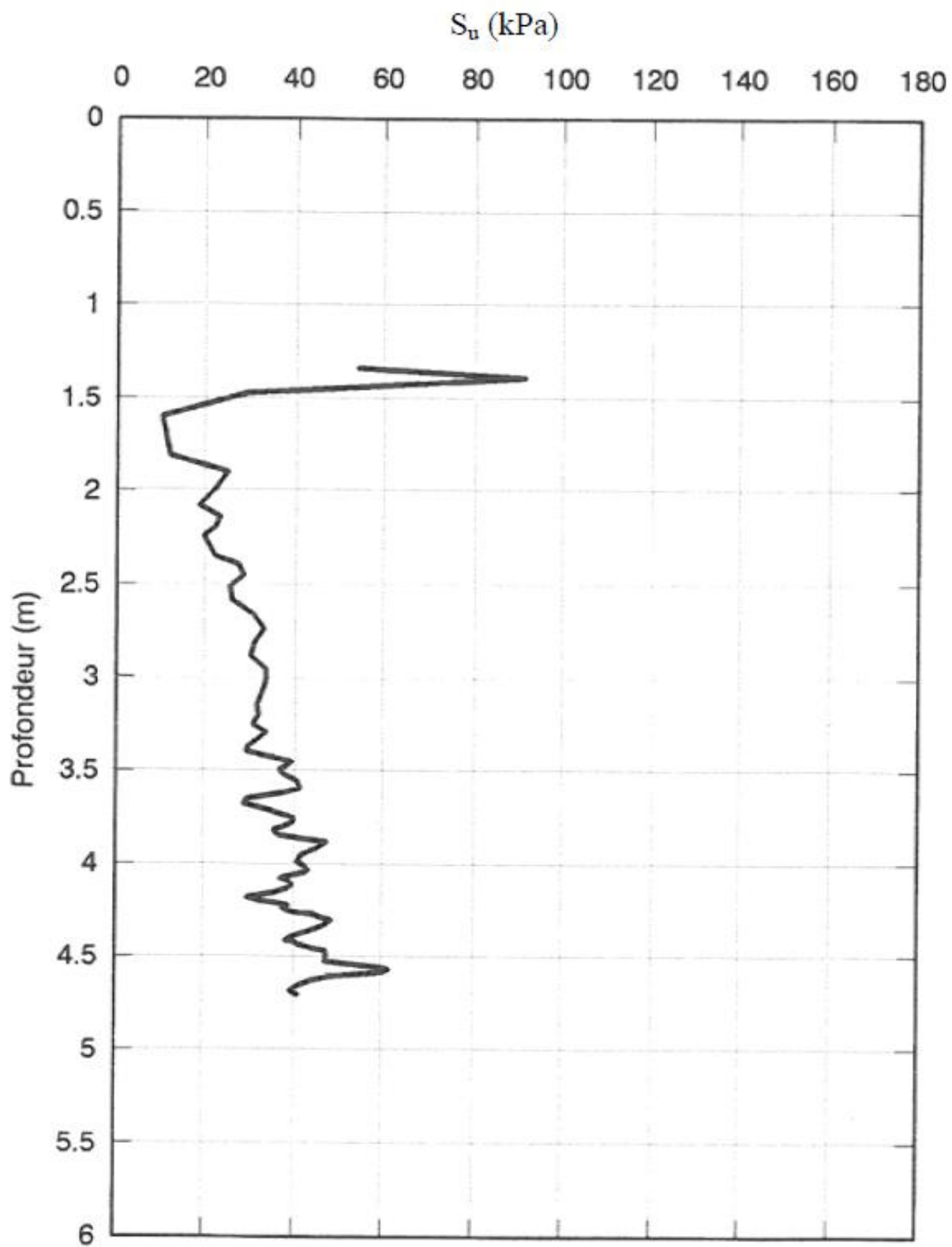


Figure 2-47 : Profil de la résistance au cisaillement non drainé S_u de l'argile de St-Hilaire déduit de l'essai ISCT_{ini-1} (Mchayleh, 1994).

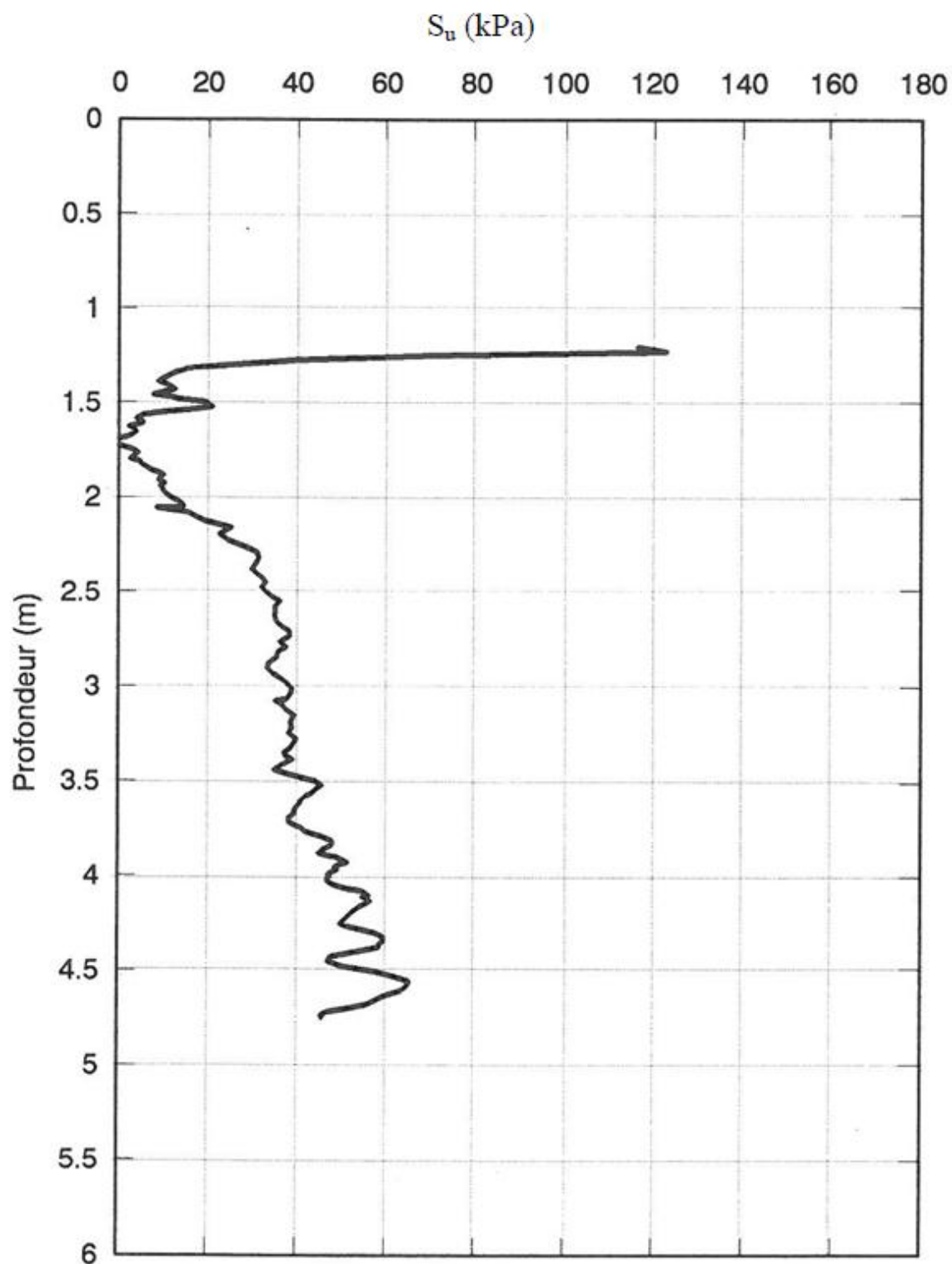


Figure 2-48 : Profil de la résistance au cisaillement non drainé S_u de l'argile de St-Hilaire déduit de l'essai ISCT_{ini-2} (Mchayleh, 1994).

2.13.2.4 Cône effilé instrumenté ISC_{4-cap}

L'ajout d'un quatrième et nouveau type de capteur ainsi qu'une substitution des trois autres a ensuite été entreprise dans les années qui suivirent jusqu'en automne 1998 où un nouveau prototype ISC_{4-cap} du cône effilé instrumenté vit le jour et fut testé en chantier (Figure 2-49).

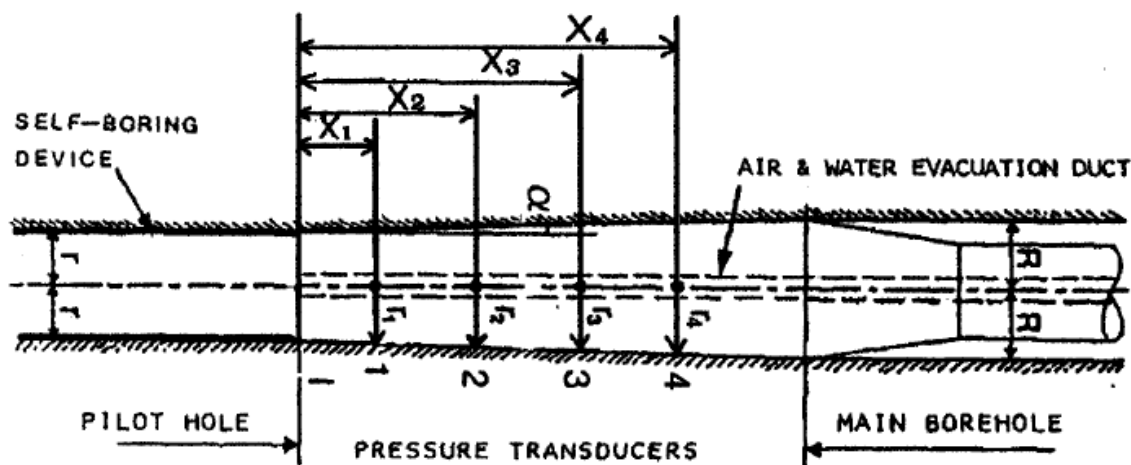


Figure 2-49 : Coupe schématique d'un essai au cône effilé instrumenté ISC_{4-cap} (Ladanyi *et al.*, 2000).

2.13.2.4.1 Résultats obtenus de l'essai ISCT_{4-cap}

En 1998, à St-Hilaire, trois essais au cône effilé ISC_{4-cap} ont été réalisés dans trois trous pilotes différents et distants de 1.5 m. Les résultats de deux essais sont montrés à la Figure 2-50 où p_o est la pression totale latérale, u est la pression hydrostatique, et les pressions latérales mesurées par les quatre capteurs en fonction de la profondeur sont montrées par les courbes CPT1, CPT2, CPT3 et CPT4. Ces courbes ne sont pas dessinées à partir de données brutes des contraintes latérales mesurées, mais elles sont des courbes de tendance déterminées à partir du logiciel Statistica 98. D'après Ladanyi *et al.* (2000), ce lissage des courbes a été nécessaire car les capteurs de pression sont très sensibles. Les auteurs n'ont pas mentionné la valeur du coefficient de corrélation pour pouvoir juger de la représentativité de leurs résultats. De plus, Ladanyi *et al.* (2000) ont noté que : "À cause du nombre réduit des points enregistrés, les courbes sont

irrégulières, mais la résistance a la tendance à croître avec la profondeur". Plus loin, ce dernier point sera clarifié au chapitre 5, car on démontre numériquement qu'à partir d'un nombre réduit de points d'enregistrement de la pression latérale, la méthode d'interprétation de l'essai ne permet pas une détermination d'une résistance au cisaillement non drainé unique.

2.13.2.5 Analyse théorique de l'essai ISCT

L'interprétation de l'essai ISCT est basée sur la théorie de l'expansion des cavités cylindriques dans un milieu cohérent. L'approche de Gibson et Anderson (1961) peut être utilisée pour déterminer les propriétés mécaniques du sol, c.-à.-d. la résistance au cisaillement non drainé (S_u), le module de cisaillement G_p , et la pression limite p_L

Prenons, par exemple, le cône ISC_{4-cap} présenté à la Figure 2-49. Pendant le processus de fonçage continu et uniforme de cette sonde, le trou pilote de rayon initial $\Theta = 0.0$ sera élargi jusqu'au rayon R . Si α est le demi angle au sommet, on peut écrire que :

$$r_i = r + x_i \tan \alpha \quad (2.154)$$

Dans la théorie d'interprétation de l'essai, il a été supposé que les pressions de contact $\Theta = 0.0$ enregistrées par les capteurs (quatre capteurs dans le cas du cône ISC_{4-cap}) sont équivalentes aux pressions horizontales appliquées sur la cavité cylindrique en raison du faible angle de conicité, ceci indépendamment de la profondeur de fonçage. La pertinence de cette dernière hypothèse sera discutée en détail au chapitre 5. La contrainte normale mobilisée à la surface de chaque capteur (et à la surface latérale du cône) peut se décomposer en une composante horizontale équivalente à $p \cos \alpha \approx p$ ainsi qu'une composante tangentielle $p \sin \alpha$ alors négligeable. La déformation unitaire $\Delta V/V$ du trou peut être déterminée de la façon suivante :

Avant la poussée du cône en position initiale r , on a :

$$V_0 = \pi r^2 \times 1 \quad (2.155)$$

Au passage du premier capteur en position intermédiaire r_1 , on a :

$$V_1 = \pi r_1^2 \times 1 \quad (2.156)$$

L'accroissement unitaire du volume peut s'écrire :

$$\Delta V_{01} = V_1 - V_0 = \pi(r_1^2 - r^2) \times 1 \quad (2.157)$$

d'où l'accroissement relatif unitaire :

$$\frac{\Delta V}{V_1} = \frac{V_1 - V_0}{V_1} \frac{\pi(r_1^2 - r^2) \times 1}{\pi r^2 \times 1} = 1 - \left(\frac{r}{r_1}\right)^2 \quad (2.158)$$

De même au passage des trois autres capteurs, on a :

$$\frac{\Delta V}{V_2} = 1 - \left(\frac{r}{r_2}\right)^2 \quad (2.159)$$

$$\frac{\Delta V}{V_3} = 1 - \left(\frac{r}{r_3}\right)^2 \quad (2.160)$$

$$\frac{\Delta V}{V_4} = 1 - \left(\frac{r}{r_4}\right)^2 \quad (2.161)$$

$\Delta V/V_i$ est la déformation calculée au niveau de chaque capteur du cône effilé instrumenté.

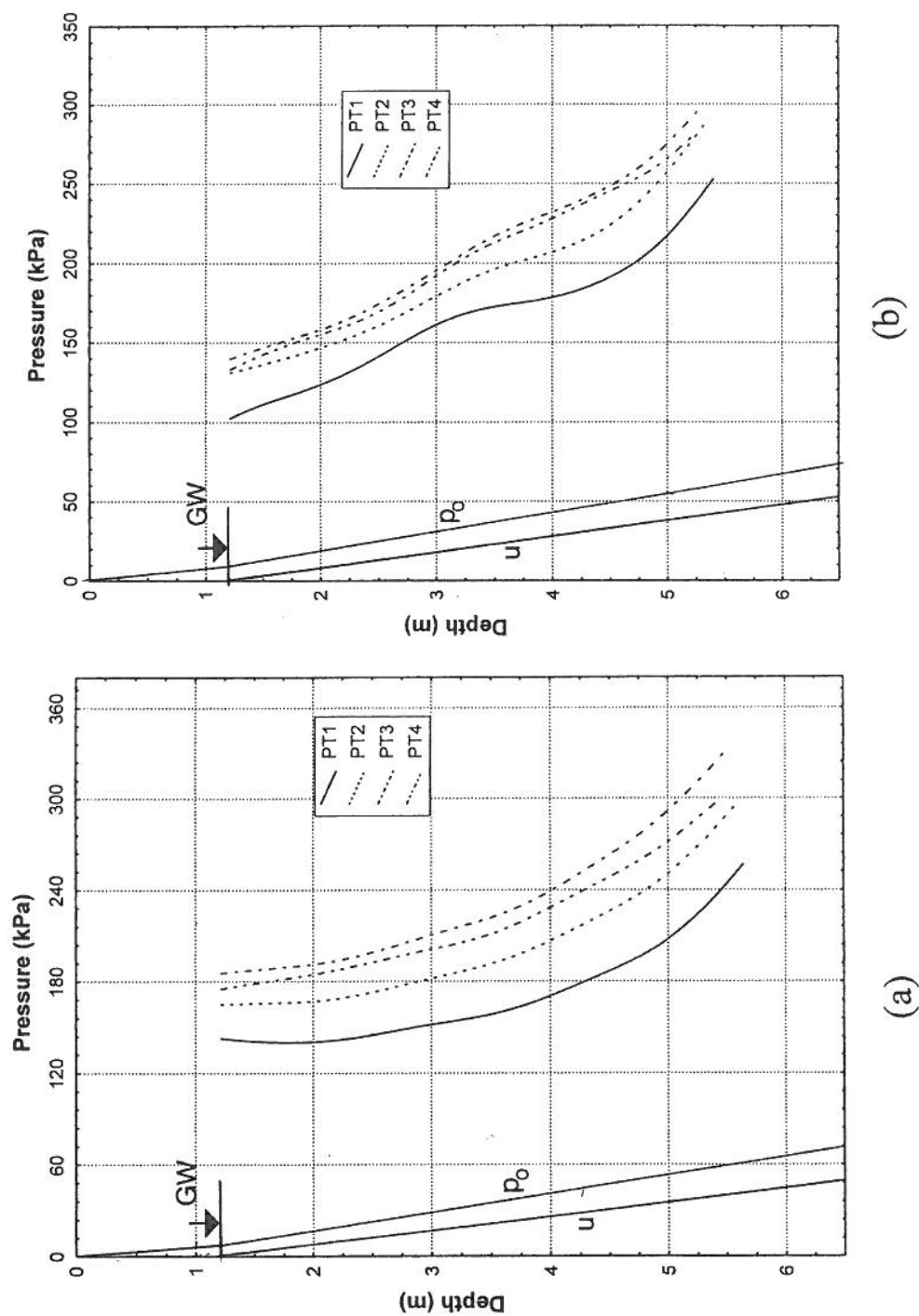


Figure 2-50 : Essai au cône effilé instrumenté ISCT(4cap.) sur l'argile de St-Hilaire; comparaison entre les pressions captées et les pressions initiales : (a) Septembre 1998 et (b) Octobre 1998 (Ladanyi *et al.*, 2000).

2.13.2.6 Cônes effilés instrumentés ISC-1 et ISC-2

ISC-1 : En mai 2001, la reconnaissance sur place d'un nouveau site d'essais à Mascouche dans un dépôt d'argile raide a été entreprise à l'aide d'une version améliorée de la sonde munie, cette fois, d'un capteur de pression interstitielle ajouté à la surface du cône. Ce nouveau capteur pourra éventuellement permettre une analyse en contrainte effective lors de l'essai ainsi que la détermination des paramètres de consolidation et de fluage du sol; tous les capteurs demeurent alignés dans cette version améliorée du cône. Ici on voit une première modification majeure par rapport au prototype initial; cette sonde modifiée (Figure 2-51 et Figure 2-52) sera identifiée dans cette thèse par ISC-1 (c.-à.-d., cône effilé instrumenté numéro 1).

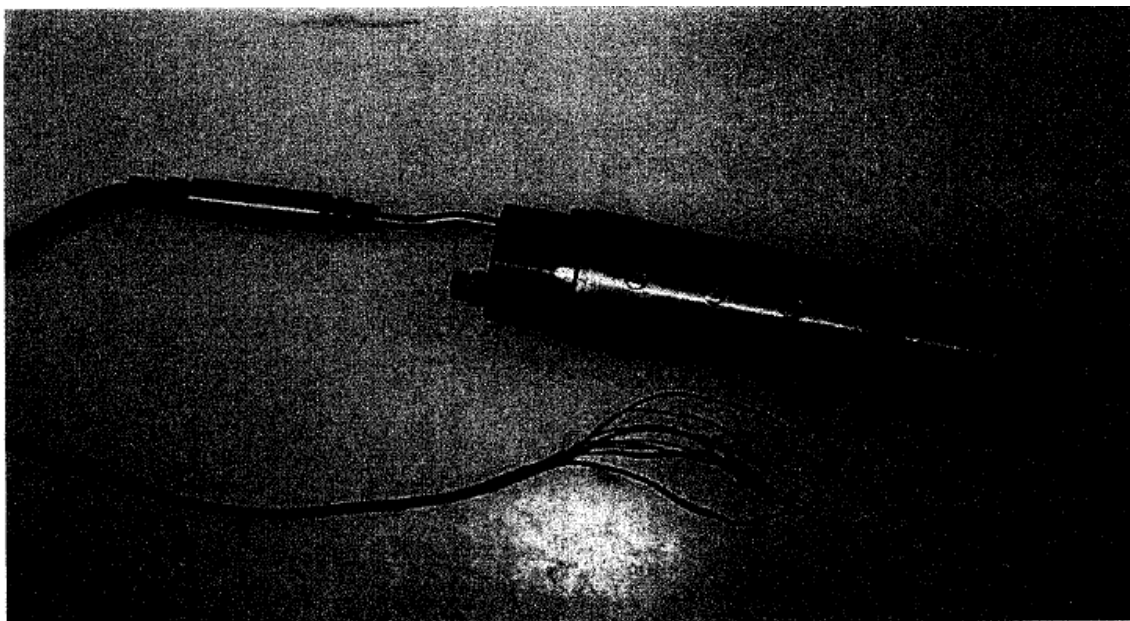


Figure 2-51 : Cône effilé instrumenté ISC-1.

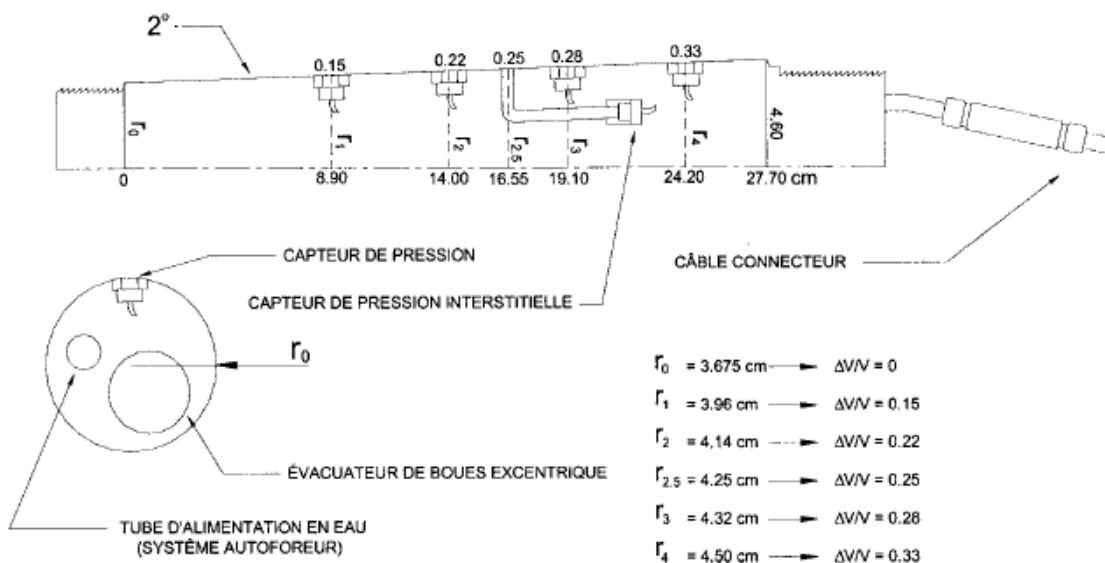


Figure 2-52 : Représentation schématique du corps de la sonde # 1 (Longtin, 2003).

ISC-2 : Une nouvelle conception de fabrication a été apportée en 2002 à un dernier prototype (qui sera appelé dans cette thèse ISCT-2, c.-à.-d. cône effilé instrumenté numéro 2) de manière à étendre son application pratique à la reconnaissance dans toutes les argiles. Munie de cinq capteurs mieux repartis sur son fût, la nouvelle sonde a la particularité de posséder deux angles de conicité et de pouvoir ainsi mesurer les résistances mobilisées pour une plus grande gamme de déformations volumiques, c.-à.-d., $0.03 \leq \Delta V/V \leq 0.30$ (Longtin, 2003). Une représentation et la coupe axiale du cône ISCT-2 se trouvent respectivement à la Figure 2-53 et à la Figure 2-54.

Plus loin, on verra aux chapitres 5 et 6, que les hypothèses sur lesquelles le concepteur s'est basé pour modifier la géométrie du cône (c.-à.-d., passage du cône ISC-1 au cône ISC-2) n'ont pas été justifiées.

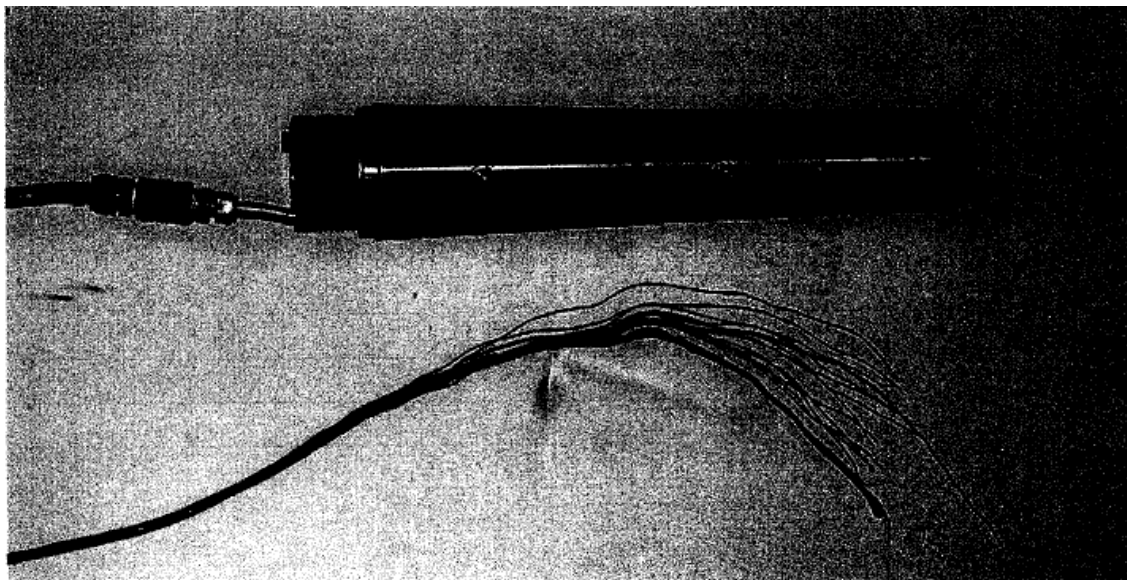


Figure 2-53 : Cône effilé instrumenté ISCT-2.

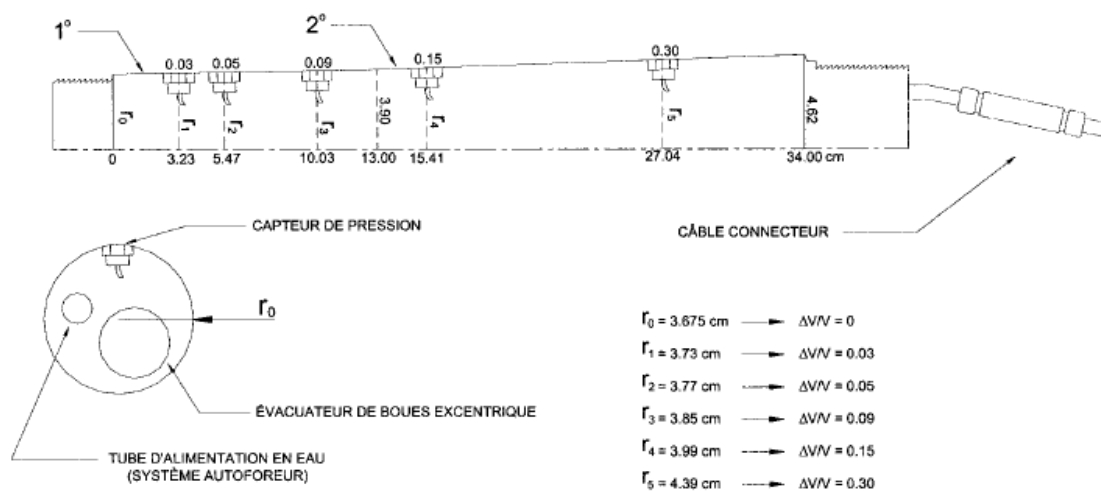


Figure 2-54 : Représentation schématique du corps de la sonde # 2 (Longtin, 2003).

La mise en œuvre de l'essai nécessite l'exécution préalable d'un forage pilote dans lequel la sonde est par la suite introduite à l'aide d'un appareillage de forage conventionnel (Figure 2-49). Ce trou pilote doit cependant rester stable avant l'enfoncement de la sonde, ce qui peut nécessiter l'utilisation d'une extension autoforeuse dans le cas de dépôts cohérents de faible consistance. En s'enfonçant, le cône repousse les parois et cause un élargissement continu du

trou pilote pouvant se traduire en terme de pression et de déformation radiale à la manière d'un essai pressiométrique. Les données sont recueillies à l'aide d'un système d'acquisition électronique dont l'enregistrement permet dans un premier temps, de tracer une courbe pressiométrique standard pour chaque niveau de pénétration et par la suite d'en déduire les courbes contrainte-déformation associées en utilisant une méthode d'interprétation usuelle d'essais pressiométriques.

2.13.3 ISCT-1 et ISCT-2 : Résultats et problèmes d'interprétations

Les résultats des essais in-situ effectués avec les cônes ISC-1 (Figure 2-52) et ISC-2 (Figure 2-54) et réalisés sur le site de Mascouche ont été publiés par Longtin (2003) et par Ladanyi et Longtin (2005). Le cône ISC-1 façonné à un angle d'effilement de deux degrés, est muni de quatre capteurs de pression latérale totale et d'un capteur de pression interstitielle répartis sur sa longueur auxquels sont associés cinq niveaux de hauteur et de diamètre distincts (Figure 2-51 et Figure 2-52). Le second (ISC-2) comporte, quant à lui, une paroi conique constituée de deux angles d'effilement successifs de un et deux degrés, sur laquelle sont répartis longitudinalement cinq capteurs de pression latérale totale équidistants (Figure 2-53 et Figure 2-54). Le Tableau 2-2 qui suit résume les principales caractéristiques des différents prototypes utilisés jusqu'à date.

Tableau 2-2 : Prototypes du cône effilé instrumenté (Longtin, 2003).

Prototype	Nb. cap. contact	Type capteur	Nb. cap. p. intr.	Angle conicité	Travaux effectué
Sonde initiale	3	Chambre d'huile annulaire	0	2°	Saint-Hilaire (1994)
Sonde # 1 ISC-1	4	Électronique ponctuel	1	2°	Saint-Hilaire (1998)
Sonde # 2 ISC-2	5	Électronique ponctuel	0	1° et 2°	Mascouche (2002)

La Figure 2-55 montre le profil des contraintes mobilisées enregistrées par les cinq capteurs de pressions distribués sur la surface latérale du cône ISC-2. La Figure 2-56 montre la courbe pressiométrique nette de l'essai ISCT-2 effectué à 4.75 m de profondeur dans le même trou pilote. Il est bon de noter que dans cette dernière figure, l'essai ISCT-2 fournit juste cinq points, tout le reste (c.-à.-d., courbe pressiométrique et droites) a été construit par Longtin (2003). De plus, il semble que l'unicité de la résistance au cisaillement non drainé n'est pas garantie, c.-à.-d., $S_u = 180$ ou 230 kPa? (voir Figure 2-56). Plus loin, aux chapitres cinq et six, il sera montré que l'ambiguïté sur le calcul de S_u réside dans le fait que la courbe pressiométrique déterminée à partir des essais ISCT-1 et ISCT-2 ne permet pas de déterminer une valeur unique de S_u (car cette courbe pressiométrique ne présente pas une cassure suivie d'une ligne droite). En tout cas, la Figure 2-56 a été reproduite dans l'article de Ladanyi et Longtin (2005), mais cette fois sans mention de la résistance au cisaillement non drainé (Figure 2-57). Ladanyi et Longtin (2005) mentionnent que la courbe continue tracée à partir des quatre points déterminés par l'essai ISCT-2 (Figure 2-56 ou Figure 2-57), est obtenue par approximation polynomiale en utilisant le logiciel ORIGIN (Origine Lab Corporation, Northampton, Mass.).

La Figure 2-58 montre des courbes contrainte-déformation déterminées à partir du pressiomètre conventionnel et du cône effilé instrumenté, pour des profondeurs comprises entre 4.0 et 5.0 m. Il est clair que la valeur maximale de la résistance trouvée avec le PMT est bien supérieure que celle trouvée avec l'essai ISCT. Ladanyi et Longtin (2005) expliquent que ce dernier résultat peut être dû au nombre limité des capteurs.

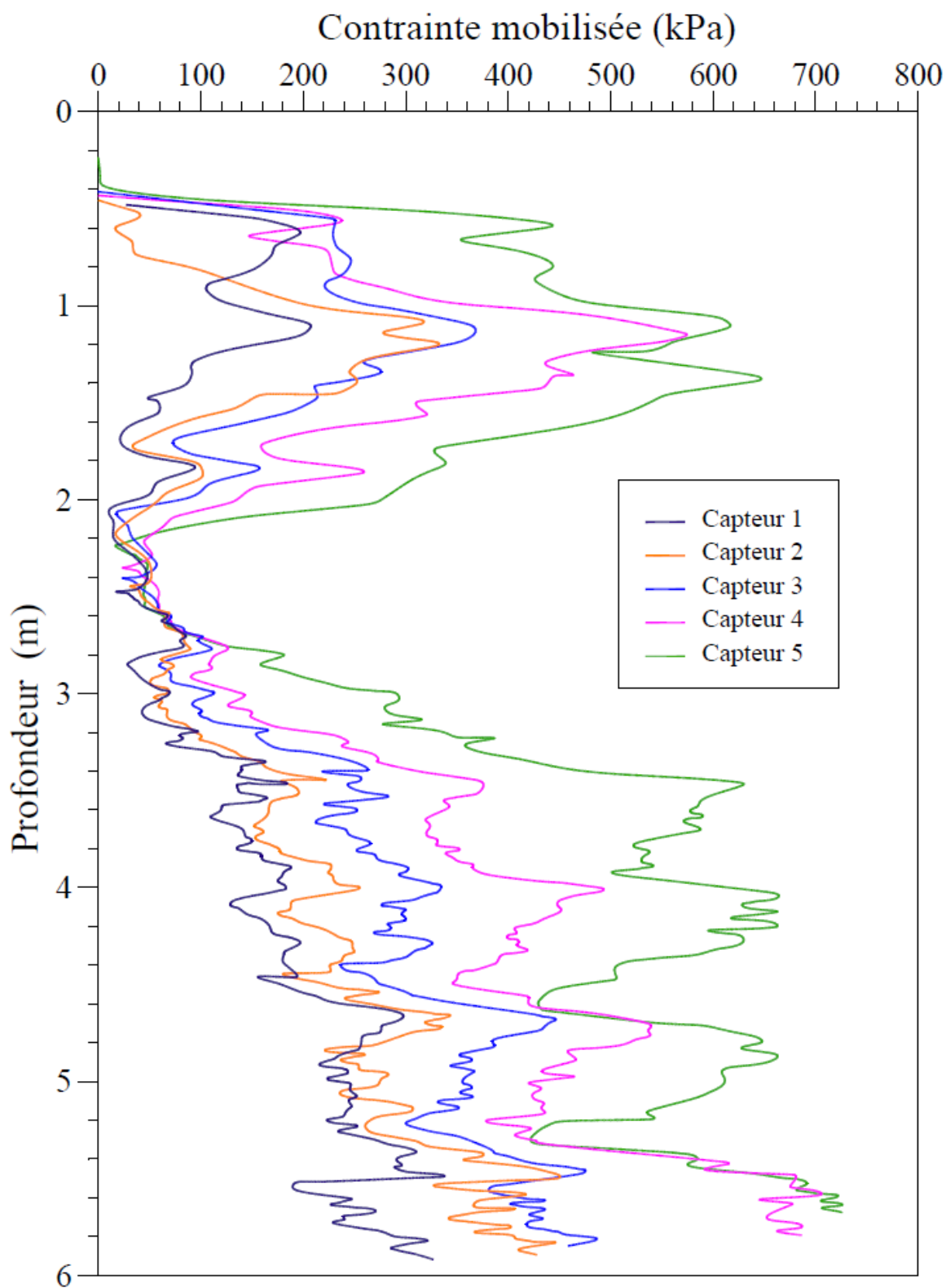


Figure 2-55 : Profil de contraintes mobilisées lors de l'essai ISCT-2 sur le site de Mascouche (Longtin 2003).

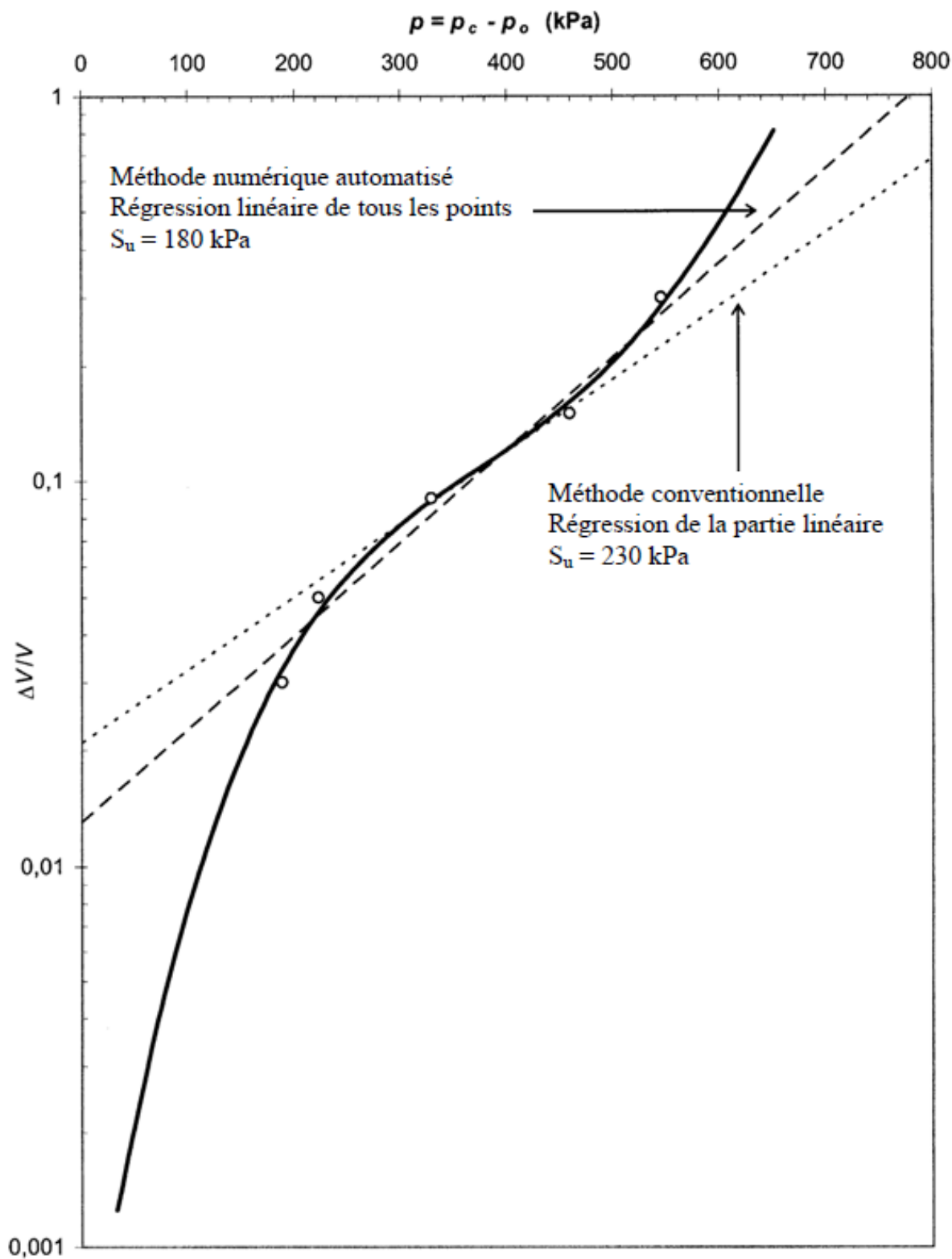


Figure 2-56 : Courbe pressiométrique nette de l'essai ISCT-2 effectué à 4.75 m de profondeur sur le site de Mascouche (Longtin, 2003).

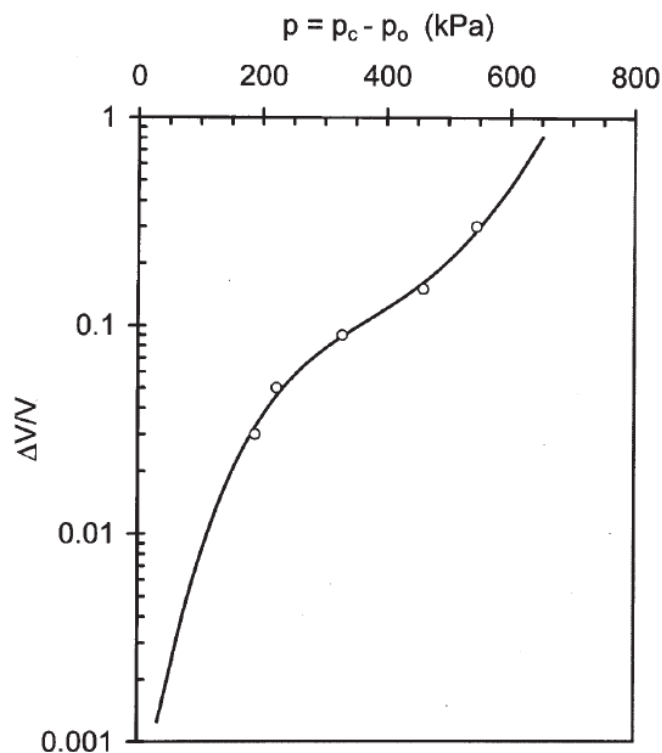


Figure 2-57 : Courbe d'expansion déduite des pressions mesurées par cinq capteurs de pression latérale. ISCT-2 effectué à 4.75 m de profondeur sur le site de Mascouche (Ladanyi et Longtin, 2005).

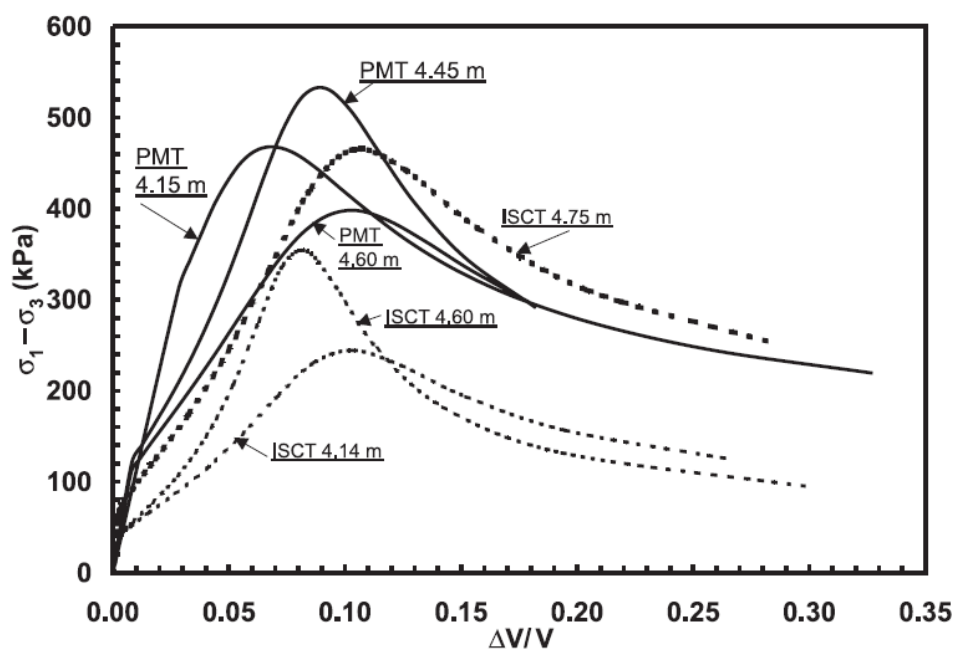


Figure 2-58 : Courbes contrainte-déformation déduites à partir des essais ISCT et PMT, à des profondeurs comprises entre 4.0 et 5.0 m (Ladanyi et Longtin, 2005).

2.13.3.1 Effet du déchargement

Silvestri et Abou-Samra (2008) ont mené une étude comparative afin d'évaluer les paramètres de résistance déterminée à partir des essais : i) au cône effilé instrumenté (ISCT), ii) au pressiomètre conventionnel (PMT), iii) au pressiomètre autoforeur (SBPMT), iiiii) au scissomètre de chantier (VST), iv) au triaxial conventionnel (CIU), et v) au piézocône (CPTU). Deux sites voisins et bien documentés situés à Mascouche ont été étudiés. Les stratigraphies de ces sites (identifiés par la suite par Mascouche A et Mascouche B) sont similaires; une brève description des propriétés des sites d'essai, ainsi que les essais qui y sont réalisés est résumée dans ce qui suit.

Mascouche A :

Des essais in-situ au cône ISC-1 et ISC-2 ont été réalisés en 2001 et 2002 par Longtin (2003). De même, des essais consolidés non drainés au triaxial conventionnel (CIU) ont été effectués dans le but de déterminer la surface d'écoulement plastique de l'argile et les paramètres de résistance effectifs du sol déstructuré, c.-à.-d., $c' = 0$ et $\phi' = 33^\circ$.

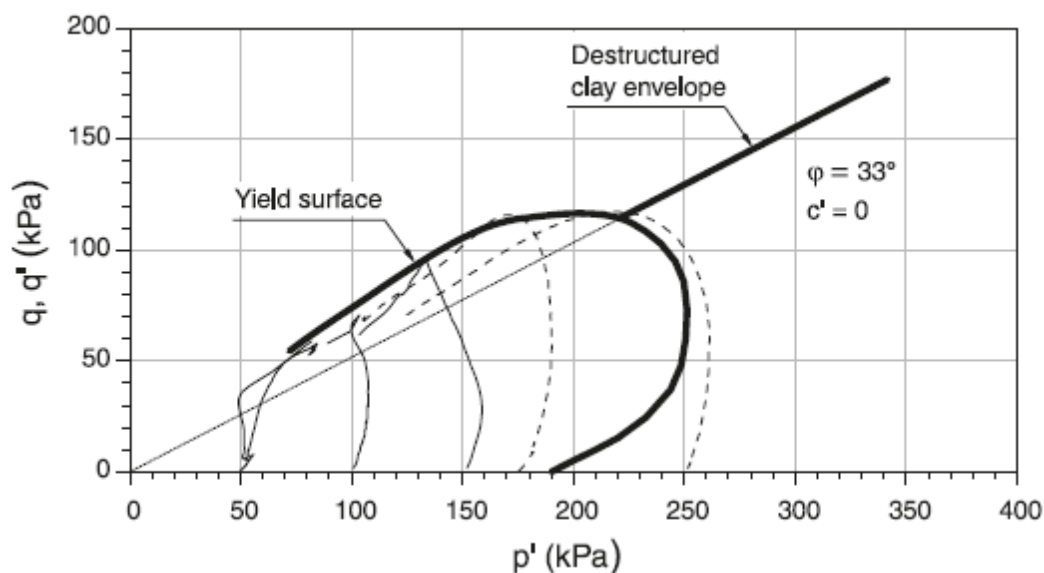


Figure 2-59 : Résultats des essais triaxiaux effectués sur des échantillons provenant du site Mascouche A (Silvestri et Abou-Samra, 2008).

Ces derniers résultats sont montrés à la Figure 2-59 où : c' est la cohésion effective, $q = q'$ est le déviateur, p' est la pression effective, et ϕ' est l'angle de frottement interne. Des essais PMT effectués avec un pressiomètre de type Texam NX, ont été réalisés par Pelletier (2004) sur le même site et dont les résultats ont été utilisés dans cette étude.

Mascouche B :

Des essais SBPMT ont été réalisés au pressiomètre autoforeur Cambridge (de modèle Mark VIII) par Hammouche (1995). De plus, un essai au piézocone (CPTU) dont les résultats sont présentés à la Figure 2-60 a été réalisé sur le même site. Le facteur $N_{kt} = (q_t - \sigma_{vo}) / S_u$ du cône, est sensiblement compris entre 14.3 et 12.8 respectivement pour des profondeurs comprises entre 4.5 et 7.86 m. Dans cette dernière formule, q_t est la résistance en pointe du cône, u est la pression interstitielle, u_2 est la pression interstitielle au-dessus de la pointe du cône, u_3 est la pression interstitielle au-dessus de l'extrémité supérieure du cône.

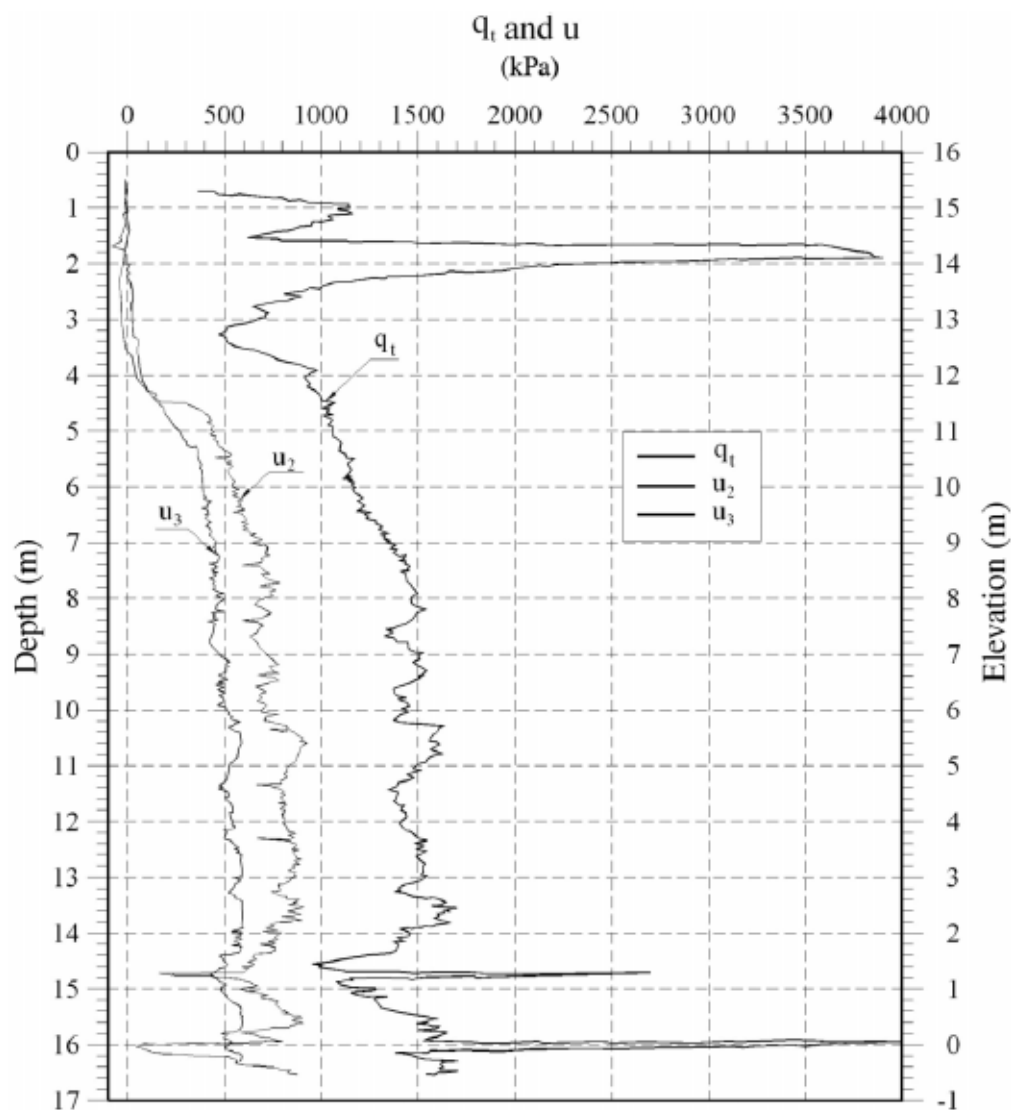


Figure 2-60 : Données de l'essai au piézocône (CPTU) effectué sur Mascouche B (Silvestri et Abou-Samra, 2008).

Comparaison des résultats obtenus :

La Figure 2-61 montre que pour le site Mascouche A, la résistance au cisaillement non drainé S_u déterminée au scissomètre de chantier de type Nilcon croît de 50 kPa à 2 mètres jusqu'à 100 kPa à 6 mètres. De même, pour le site Mascouche B, S_u déterminée au scissomètre de chantier de type Nilcon croît de 60 kPa à 3 mètres jusqu'à 108 kPa à 9 mètres.

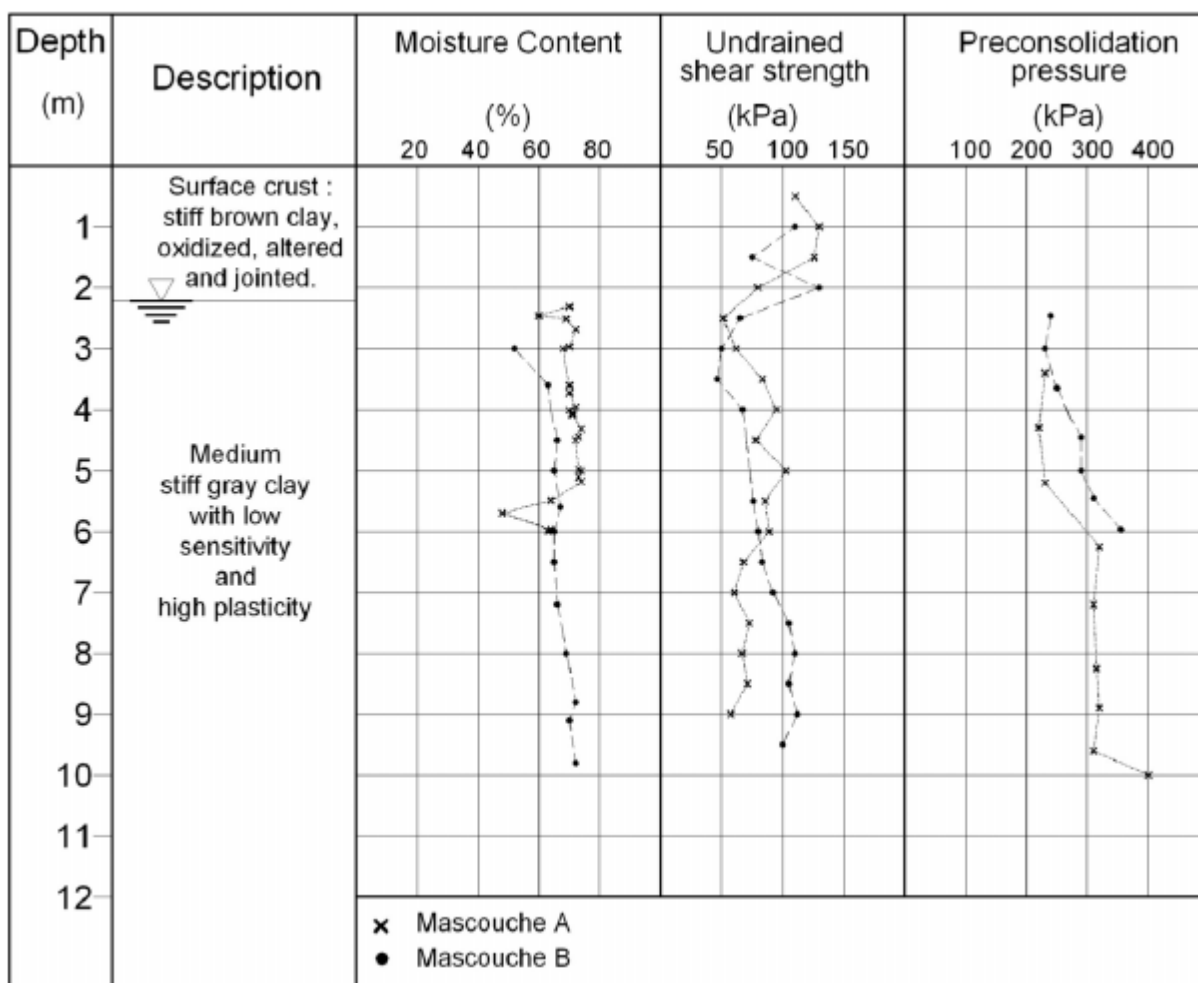


Figure 2-61 : Comparaison entre les propriétés des sites expérimentaux Mascouche A et Mascouche B (Silvestri et Abou-Samra, 2008).

Mascouche A :

Résistance au cisaillement non drainé S_u

Les résultats déduits des essais ISCT sont présentés à la Figure 2-62. Cette figure montre que pour certaines profondeurs, la résistance au cisaillement non drainé (S_u), atteint des valeurs relativement élevées ($S_u > 200$ kPa) comparées à celles déterminées à partir du scissomètre de chantier. En effet, ces dernières indiquées à la Figure 2-61 montre que S_u varie de 50 à 100 kPa, et ceci dans le même intervalle de profondeur, 2-6 m.

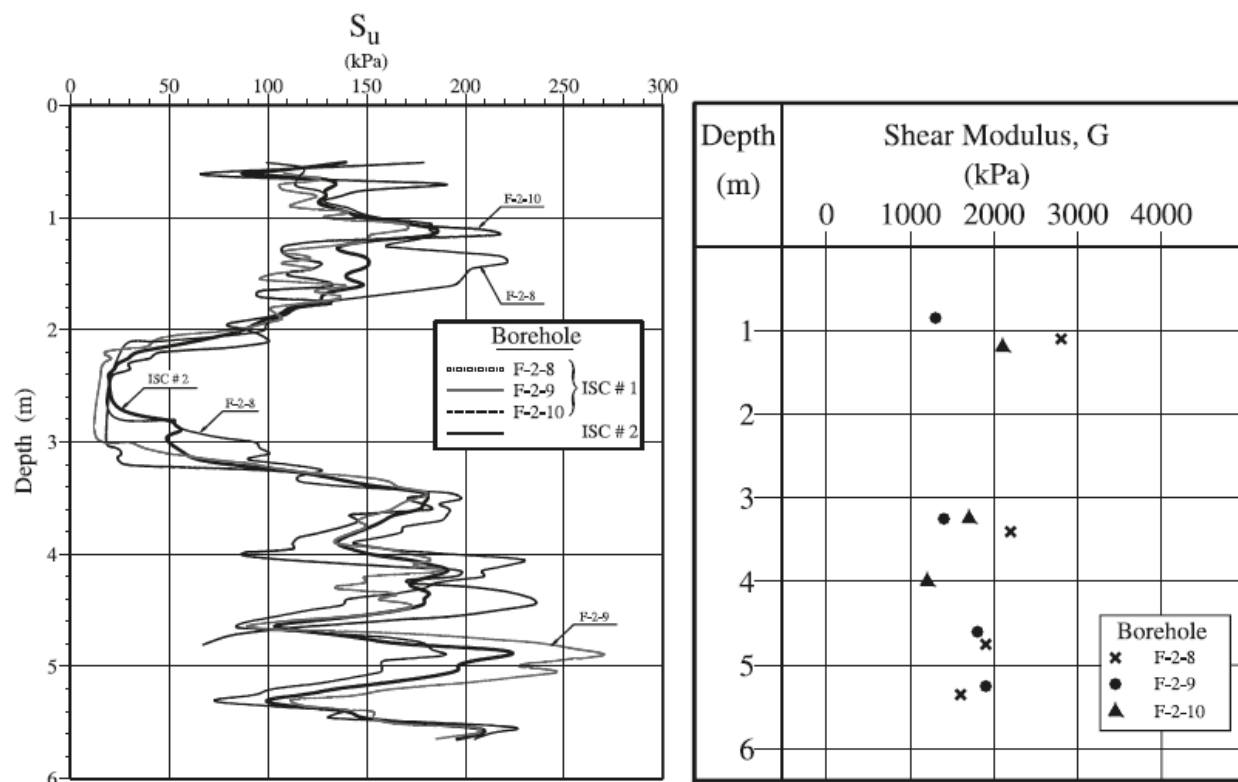


Figure 2-62 : Les profils des paramètres de résistance déterminés à partir des essais ISCT réalisés sur le site de Mascouche A (adaptée de Longtin, 2003).

Module de cisaillement G

Étant un corps quasi-rigide, le cône effilé instrumenté ne permet pas d'effectuer des boucles de chargement-déchargement à la façon d'un pressiomètre pour déduire les bonnes valeurs de G . Il a été trouvé que les valeurs déduites du module de cisaillement G sont faibles, ceci semble être dû à la procédure des essais et erreurs utilisée pour dériver les paramètres de résistance. D'autre part, les faibles valeurs de G peuvent être attribuées au remaniement induit au sol par le processus de forage du trou pilote (Sivestri et Abou-Samra, 2008). Il est à conclure que le cône effilé doit être muni d'un dispositif d'auto forage pour minimiser les problèmes d'estimation de S_u et de G .

Mascouche B :

Résistance au cisaillement non drainé S_u

Des essais SBPT et VST ont été effectués à des profondeurs de 4.5, 6.47, et 7.68 m. La comparaison des résultats de ces essais permet de déduire que les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé S_u déduites de l'essai SBPT (S_{u-SBPT}) est en moyenne inférieure de 9% à celles déduites d'un essai VST (c.-à.-d., S_{u-VST}). Donc, pour cette argile, S_{u-SBPT} et S_{u-VST} sont similaires.

En utilisant le modèle plastique de Tresca, et pour différentes profondeurs, les valeurs de S_{u-SBPT} , du module de cisaillement déduit de l'essai SBPT (G_{SBPT}), et de leurs indices de rigidité (I_r) respectifs, ont été trouvés bien inférieurs à celles déduites des essais pré-forés ISCT et PMT.

La Figure 2-63 présente une comparaison entre les courbes d'expansion ($p - \log \gamma$) déterminées à partir des essais ISCT, PMT, et SBPMT effectués respectivement à 4.5, 4.4, et 4.5 m. Les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé, déduites à partir des pentes constantes à grandes déformations de ces courbes sont : $S_{u-SBPT} = 91$ kPa, $S_{u-ISCT} = 149$ kPa et $S_{u-PMT} = 180$ kPa. Ces résultats montrent que $S_{u-SBPT} \ll S_{u-ISCT}$ et S_{u-PMT} , et $G_{SBPT} \gg G_{ISCT}$ et G_{PMT} .

La Figure 2-64 montre la courbe de pression (OAB) d'expansion versus la déformation de cisaillement d'un élément du sol à une profondeur de 4.5 m. Ici, l'essai SBPMT est considéré être un essai d'expansion idéal où $p_0 = 195$ kPa, $S_u = 91$ kPa et $G = 8190$ kPa. La pression radiale en fonction de la déformation de cisaillement peut s'écrire :

$$p = \begin{cases} p_0 + \gamma G & \gamma \leq S_u / G \\ p_0 + S_u (1 + \ln I_r \gamma) & \gamma > S_u / G \end{cases} \quad (2.162)$$

Dans un trou pré-foré vide, la pression totale horizontale sur la cavité est nulle et le déchargement du sol dû à la réalisation du forage est présenté par la courbe OCD. La déformation de cisaillement au point D est calculée par l'expression :

$$\gamma = -(S_u / G) \exp[(p_0 - S_u) / S_u] = -0.0348$$

avec les paramètres $p_0 = 195 \text{ kPa}$, $S_u = 91 \text{ kPa}$, et $G = 8190 \text{ kPa}$. Ces valeurs sont déduites d'un essai SBPMT à une profondeur de 4.5m, et la pression correspondante à cette déformation (point D) est nulle. Ici, il a été suppose que le déchargement initial du trou pilote n'a pas déstructuré l'argile et n'a pas modifié les paramètres G et S_u .

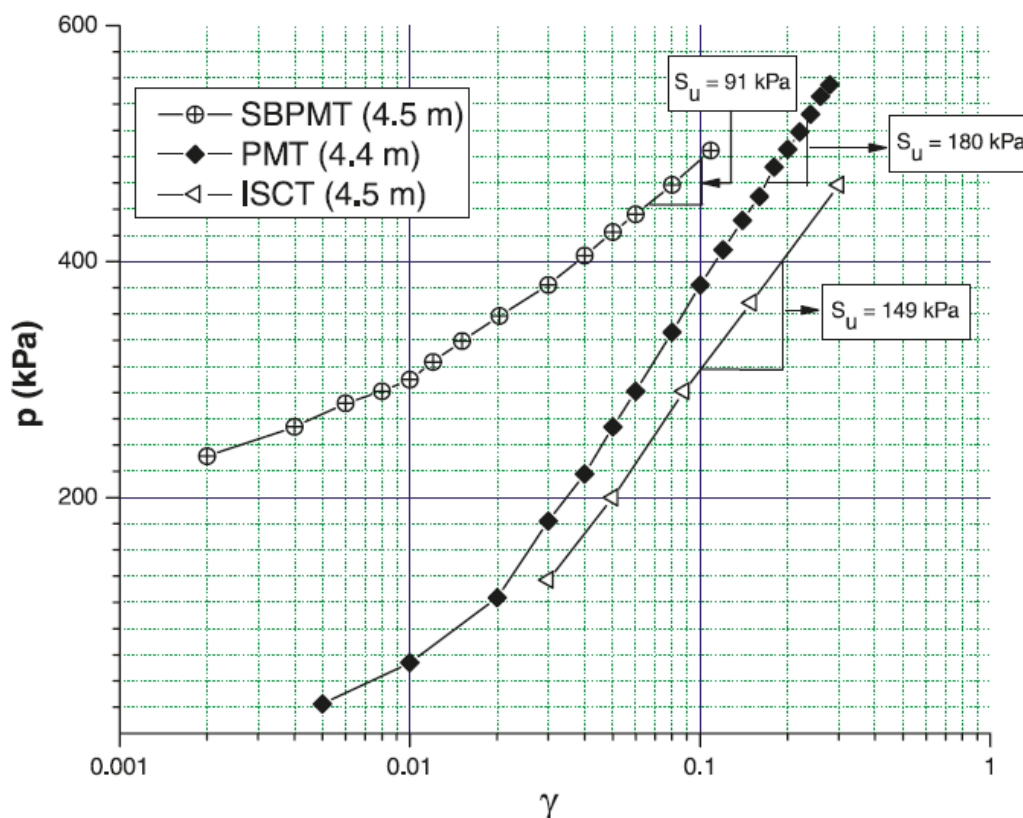


Figure 2-63 : Comparaison entre ISCT, PMT, et SBPMT à la même profondeur approximative. p , est la pression horizontale appliquée, S_u est la résistance au cisaillement non drainé, et γ est la déformation de cisaillement (Silvestri et Abou-Samra, 2008).

En utilisant les paramètres $S_u = 180 \text{ kPa}$ et $G = 4540 \text{ kPa}$ obtenus à partir de la phase de chargement d'un essai PMT effectué à la même profondeur (où on a supposé $\gamma_0 = 0$ au début du processus de l'expansion), on peut déterminer la courbe de rechargement DEFG (Figure 2-64). Pour ce faire, il faut déplacer l'origine de la courbe d'expansion de -0.0348 (c.-à.-d., la déformation de cisaillement actuelle est augmentée de 0.0348). L'application de l'équation (2.162) permet d'obtenir de nouveaux paramètres de résistance moyenne : $S_u = 217 \text{ kPa}$, $G =$

2921 kPa, et $G/S_u = 10.1$. Puisque ces paramètres sont très différents de ceux obtenus de l'essai SBPMT, on peut conclure que l'effet du forage des trous pilotes a : i) causé le déchargement du sol, ii) induit une déformation de cisaillement initiale négative, et iii) déstructuré le sol en modifiant ces paramètres de résistance.

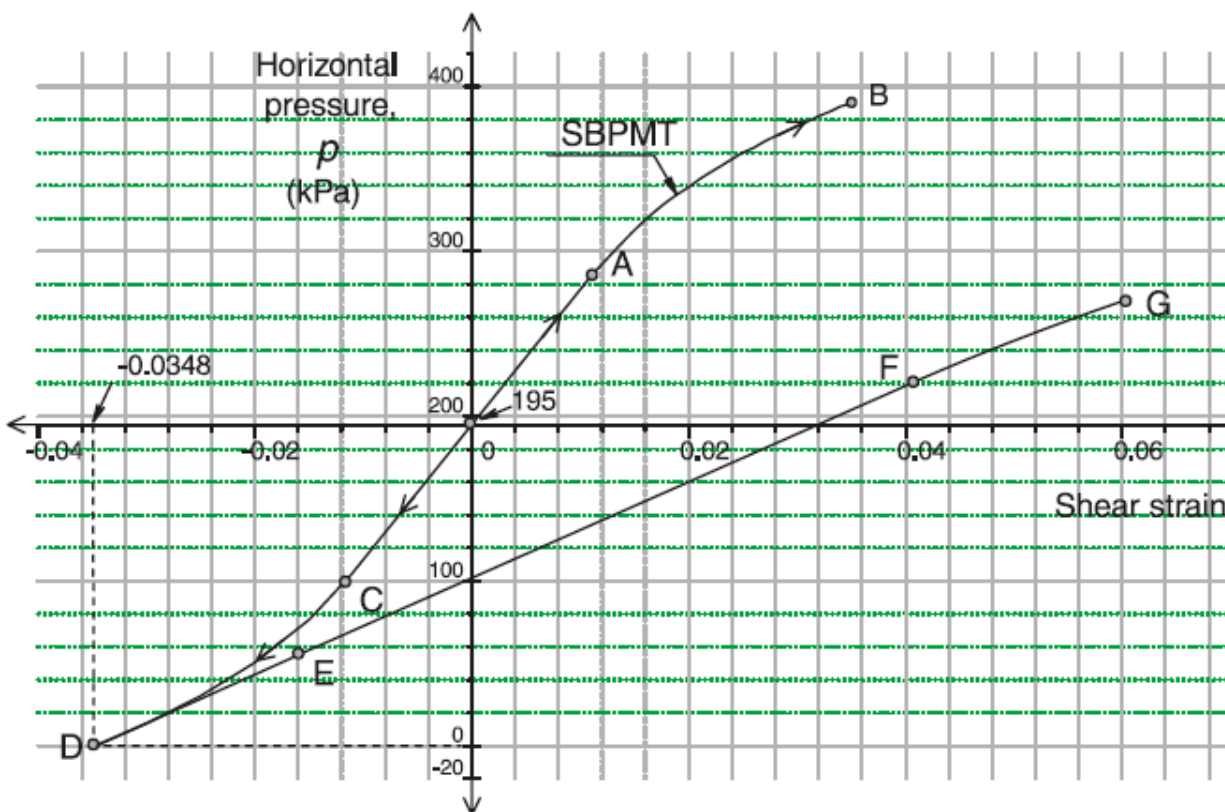


Figure 2-64 : Simulation du chargement et déchargement du forage à une profondeur de 4.5 m (Silvestri et Abou-Samra, 2008).

2.13.4 Les courbes pressiométriques déduites à partir de l'essai ISCT

Dans un essai ISCT, on suppose que lors du fonçage du ISC dans un sol, la cavité qui forme les parois du pré-forage va subir une expansion cylindrique. Conséquemment, les déformations qui en résultent sont planes.

Le profilage des contraintes mobilisées permet, à toute profondeur, de générer une courbe pressiométrique en terme de coordonnées $(p_i, \Delta V/V_i)$, où p_i est la valeur de pression mesurée

par le capteur numéro i et $\Delta V/V_i$ désigne la déformation propre à ce capteur. La Figure 2-66 montre un diagramme semi-logarithmique avec quatre points d'un essai au cône effilé. La résistance au cisaillement non drainé S_u au pic peut être déduite de la pente de la section linéaire de la courbe pressiométrique obtenue tandis que la pression limite p_L peut être estimée par extrapolation à des déformations infinies ($\Delta V/V = 1$) sur un diagramme semi-log de Gibson et Anderson (1961). Cette pression limite peut être toujours déduite de la formule suivante :

$$S_u = \frac{p_L - \sigma_{h_0}}{N_p} \quad (2.163)$$

où $N_p = 1 + \ln(G/S_u)$ est appelé “constante pressiométrique”, S_u est la résistance au cisaillement non drainé et σ_{h_0} est la contrainte horizontale totale des terres au repos. Gibson et Anderson (1961) ont démontré qu'on peut obtenir la résistance au cisaillement non drainé en utilisant une approche simple. L'analyse se fait de la même manière que pour une courbe pressiométrique, c'est-à-dire que la pente de la droite apparaissant dans le graphique semi-logarithmique est calculée et correspond à la résistance au cisaillement non drainé (S_u). À titre d'exemple, une courbe pressiométrique obtenue à partir d'un essai ISCT est présentée à la Figure 2-67. S_u déterminée à partir de cette courbe est égale à la pente de la droite, calculée en logarithme népérien :

$$S_u = \frac{p_2 - p_1}{\ln \frac{\Delta V}{V_2} - \ln \frac{\Delta V}{V_1}} \quad (2.164)$$

où $p_{i=1,2}$ est la pression de contact mesurée avec les capteurs en deux points de la courbe, et

$$\frac{\Delta V}{V_i} = 1 - \left(\frac{r}{r_i} \right)^2.$$

La courbe pressiométrique schématique proposée par Gibson et Anderson (1961) avec les trois, quatre et cinq points obtenus par les essais au cône ISC_{ini} , ISC_{4-cap} , ISCT-2 est respectivement montrée aux figures suivantes : Figure 2-65, Figure 2-66 et Figure 2-57.

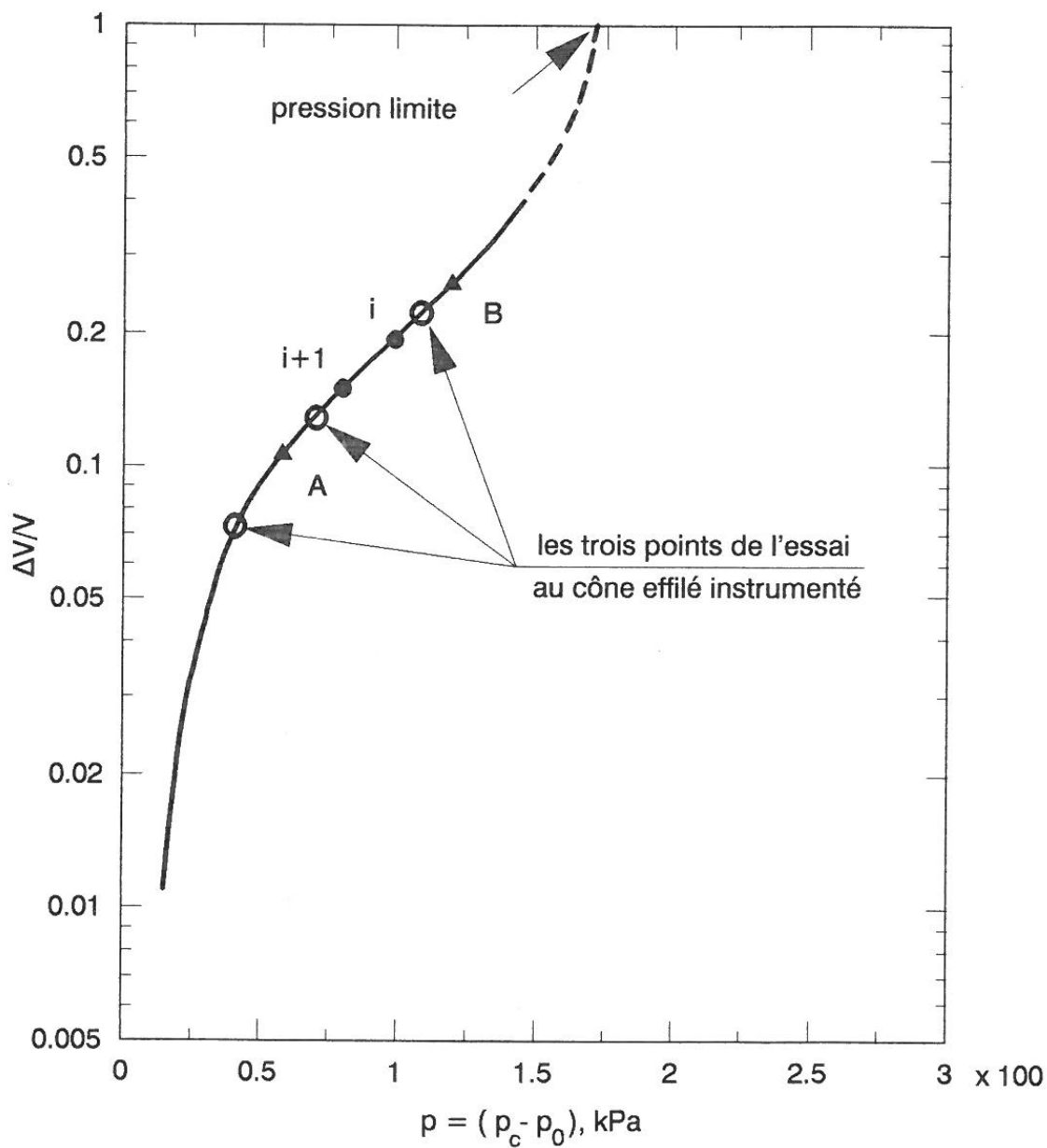


Figure 2-65 : Courbe pressiométrique schématique proposée par Gibson et Anderson (1961) avec les trois points obtenus par l'essai au cône ISC_{ini} (Mchayleh, 1994).

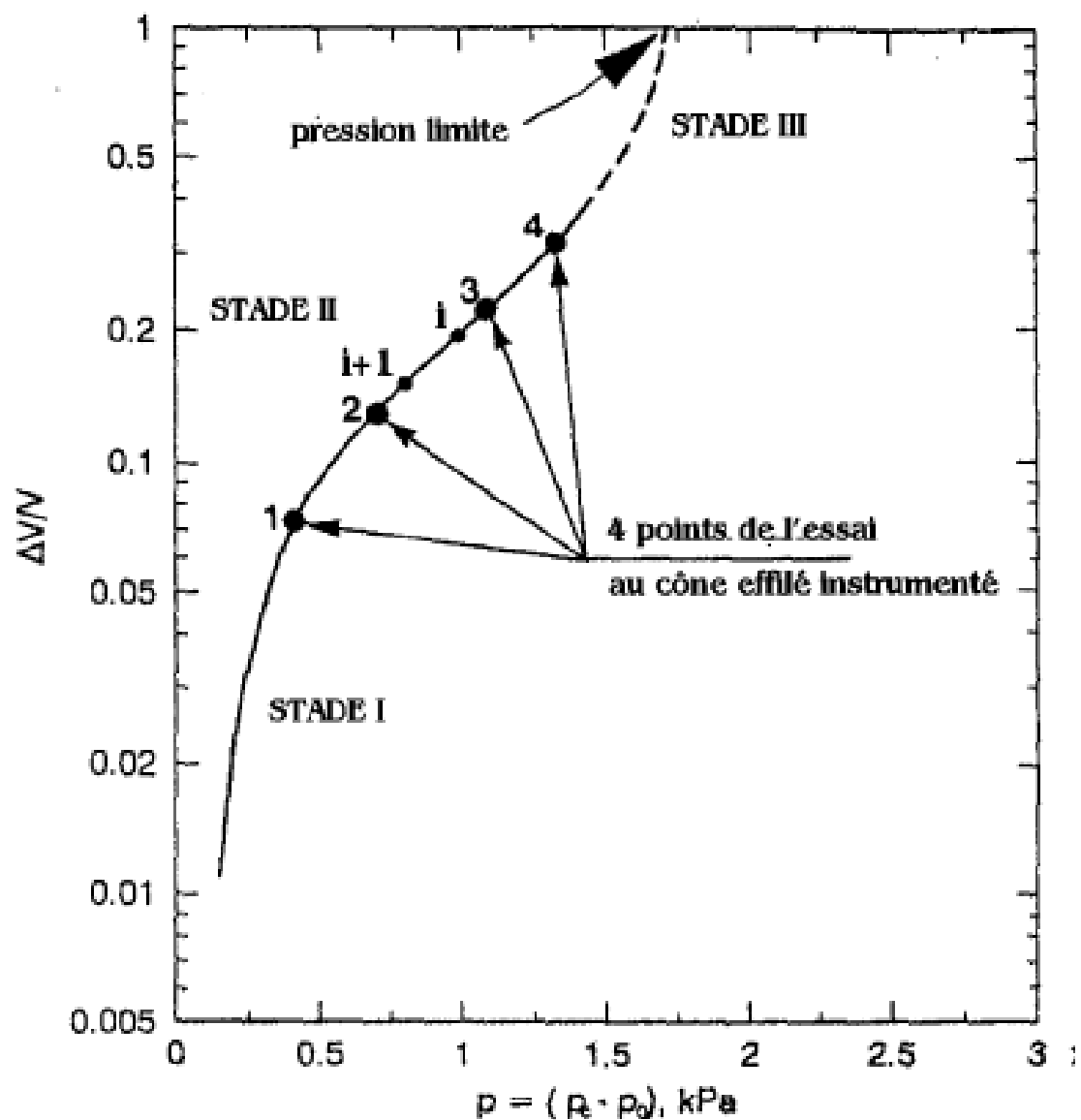


Figure 2-66 : Courbe pressiométrique schématique dans le diagramme de Gibson et Anderson (1961) avec quatre points d'un essai ISCT (Ladanyi *et al.*, 2000).

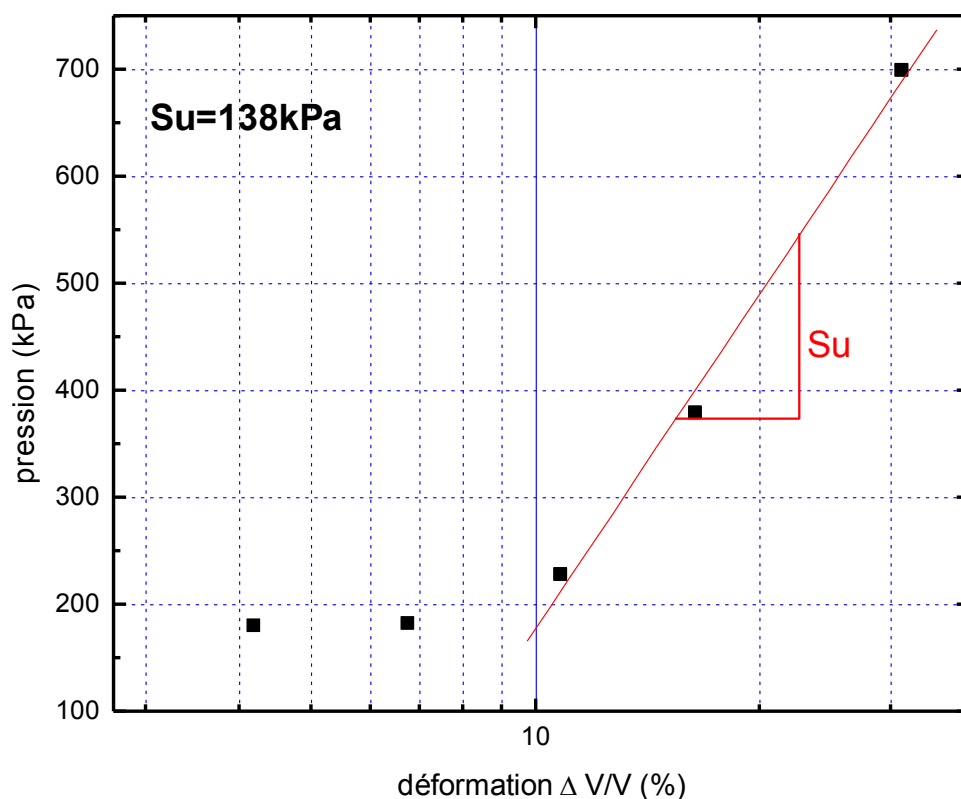


Figure 2-67 : Exemple de la détermination de S_u à partir des données du cône effilé instrumenté par cinq capteurs de pressions (Pelletier, 2004).

2.14 Conclusion et justification de l'étude

Il est montré que les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé S_u , déduites des essais pressiométriques et au cône effilé pré-foré, sont beaucoup plus élevées que celles obtenues au pressiomètre autoforeur et au scissomètre. Par contre, les modules de cisaillement G sont beaucoup plus faibles dans les essais pressiométriques et au cône effilé pré-foré. Ces différences sont probablement dues au remaniement et au déchargement initial du sol causé par le forage des avant-trous utilisés pour effectuer les essais au pressiomètre et au cône effilé pré-foré. Les problèmes d'interprétation peuvent être aussi le résultat de l'existence de pressions latérales au repos très élevées dans le dépôt argileux.

De ce qui précède, et comme plusieurs points demeurent obscurs dans l'interprétation de l'essai ISCT, il a été recommandé d'analyser l'essai ISCT numériquement. La méthode des éléments finis intégrée dans le logiciel ABAQUS a été sélectionnée pour ce but.

Une des raisons pour lesquelles on pense que le ISC mérite d'être examiné plus en détail, est probablement l'avantage stratégique qu'on présume qu'il a sur d'autres pénétromètres. Un essai in situ au pressiomètre classique (PMT) fournit des informations sur le sol, juste à la profondeur où on effectue l'expansion de la membrane. L'avantage de l'essai ISCT sur l'essai PMT est de fournir les mêmes informations mais d'une façon continue sur toute la profondeur du forage (Ladanyi *et al.*, 2000).

La théorie d'interprétation du ISCT développée par le Professeur Branko Ladanyi (Ladanyi *et al.*, 1995) est basée sur une hypothèse simplificatrice qui suppose que les paramètres de résistance du sol (entre autres, la résistance au cisaillement non drainé (S_u)) peuvent être déterminés à partir des courbes quasi pressiométriques construites à partir des données de l'essai ISCT. Des travaux de recherche plus poussés ont été recommandés afin de valider numériquement la représentativité des résultats issus de l'analyse proposée originalement par l'inventeur du ISC. Pour les raisons précédentes, et afin de trouver une forme prédictive de la distribution de résistance au cisaillement non drainé dans le sol, cette étude a été menée.

Cette thèse présentera les résultats des simulations numériques menées dans le but de développer des formules prédictives de la pression de contact en fonction de la profondeur dans un sol cohérent en conditions non drainées.

CHAPITRE 3 ÉLÉMENTS FINIS ET MODÈLES CONSTITUTIFS

3.1 Formulation de la méthode des éléments finis

Les déformations $[\varepsilon]$ sont liées au vecteur déplacement $[u]$ par la relation suivante :

$$[\varepsilon] = [B][u] \quad (3.1)$$

Dans cette équation, $[u]$ est la solution recherchée et $[B]$ est un opérateur déformation-déplacement. La relation entre les contraintes et les déformations peut s'exprimer de la façon suivante :

$$[\sigma] = [C][\varepsilon] \quad (3.2)$$

Dans laquelle $[C]$ est la matrice constitutive. L'équation différentielle gouvernante s'écrit sous la forme :

$$\nabla \cdot \sigma + f = 0 \quad (3.3)$$

qui peut être écrite sous forme matricielle:

$$[B]^T [\sigma] = [f] \quad (3.4)$$

$[f]$ étant le vecteur des forces extérieures appliquées au système étudié. La combinaison des équations (3.1), (3.2) et (3.3) conduit à la formule suivante :

$$[B]^T [C][B][u] - [f] = 0 \quad (3.5)$$

qui peut encore s'écrire sous la forme :

$$[K][u] = [f] \quad (3.6)$$

où $[K]$ est la matrice de rigidité définie par :

$$[K] = [B]^T [C] [B] \quad (3.7)$$

Le déplacement à l'intérieur de l'élément peut être approximé à l'aide des fonctions d'interpolation à l'aide de la formule suivante :

$$[u] = [H][\hat{u}] \quad (3.8)$$

$[H]$ est la matrice d'interpolation et $[\hat{u}]$ est le vecteur de déplacement nodal. L'erreur résiduelle exprimée par le vecteur $[R]$ est définie par :

$$[B]^T [C][B][\hat{u}] - [H]^T [f] = [R] \quad (3.9)$$

Dans cette équation, la matrice de fonction de pondération est définie par $[w] = [H]^T$. En utilisant la méthode des résidus pondérés (MWR), et en intégrant cette dernière expression sur tout l'élément, puis en posant $[R] = 0$, on peut écrire :

$$\int_V [B]^T [C][B][\hat{u}] dV - \int_V [H]^T [f] dV = 0 \quad (3.10)$$

Pour désigner la matrice de rigidité relative à chaque élément, on se sert de la notation indicelle suivante :

$$[K]_e = \int_V [B]^T [C][B] dV \quad (3.11)$$

De même, le vecteur force relatif à chaque élément peut s'écrire sous la forme suivante :

$$[F]_e = \int_V [H]^T [f] dV \quad (3.12)$$

Donc pour un élément particulier, l'équation qui lie les forces aux déplacements peut être écrite sous forme matricielle de la façon suivante :

$$[K]_e [u] = [F]_e \quad (3.13)$$

La matrice de rigidité globale et le vecteur de force globale peuvent s'écrire sous la forme :

$$[K]_G = \sum_{i=1}^n [K]_e \quad (3.14)$$

$$[F]_G = \sum_{i=1}^n [F]_e \quad (3.15)$$

n étant le numéro d'éléments discrétisant le milieu étudié. Si on impose des conditions aux frontières, ex. déplacements et/ou forces (incluant les moments) prescrits, on peut obtenir une solution matricielle du problème en utilisant plusieurs techniques de résolution.

3.2 Le code numérique ABAQUS

ABAQUS est un code commercial d'éléments finis qui a été largement utilisé par la communauté géotechnique au cours des deux dernières décennies. Dans le secteur des activités numériques portant sur les simulations de la pénétration des pénétromètres dans les sols cohérents/pulvérulents dans un milieu saturé/non-saturé, ce logiciel a été utilisé avec succès par plusieurs chercheurs en géotechnique. À titre d'exemple, au Massachusetts Institute of Technology (M.I.T.), ABAQUS a été utilisé par les chercheurs suivant: Aubeny (1992); Hashash (1992); Ukritchon (1998); Sutabutr (1999). De même, à l'Université Laval, ABAQUS a été utilisé par Ravonison (1998) et Plouffe (1998).

ABAQUS sera utilisé dans cette thèse pour exécuter des simulations numériques portant sur l'essai au cône effilé instrumenté. Ce logiciel performant et avancé a l'avantage de tenir compte des grandes déformations qui surviennent autour du fût du ISC lors de son fonçage dans un trou pilote pré-foré à une profondeur qui dépasse plusieurs fois son diamètre maximal. Ce code permet d'exécuter une analyse couplée entre l'écoulement des eaux dans un milieu poreux et les contraintes et il est capable de tenir compte de plusieurs types de frottement sur l'interface ISC-sol.

Dans cette thèse, l'utilisation de ce logiciel a permis de simuler la pénétration profonde du cône effilé placé initialement à la surface du sol jusqu'à une profondeur de neuf mètres. Ceci a permis pour la première fois de tenir compte de l'historique de la pénétration du cône. C'est la

raison pour laquelle les variables solutions (c.-à.-d., les contraintes, les déformations, etc., calculées à un temps t en un nœud ou en un point d'intégration appartenant au maillage) obtenues sont représentatives avec une grande précision.

Le concept de base dans ce logiciel est la division de l'historique du problème en étapes. L'utilisateur définit le type d'analyse à effectuer à chaque étape et choisit la procédure de résolution; ce choix peut varier d'une étape à une autre.

ABAQUS est capable d'exécuter une analyse linéaire ou non linéaire. Dans le cas des problèmes non linéaires, ABAQUS permet soit de spécifier le système d'incrémentation par l'utilisateur, soit d'adopter un contrôle automatique de l'incrément pour lequel l'utilisateur définit les étapes et spécifie les tolérances. Cette dernière approche est souvent privilégiée car l'utilisateur ne peut prédire la réponse à l'avance. Conventionnellement, dans ABAQUS la compression est signée (-) tandis qu'une tension est affectée du signe (+).

Plusieurs modèles mécaniques sont intégrés dans ABAQUS et peuvent servir à modéliser la réponse d'un sol soumis à des contraintes et/ou à des déformations. Parmi les modèles élastiques, on peut citer les modèles : élastique, hyper-élastique, hypo-élastique, élastique poreux (voir annexe A), visqueux élastique, etc. Les principaux modèles d'écoulement plastiques intégrés dans Abaqus sont les suivants : von Mises (isotrope), Hill (anisotrope), Drucker-Prager, Drucker-Prager Modifié ou avec Cap, Mohr-Coulomb et Cam-clay modifié (voir annexe B). Le logiciel permet de modéliser un comportement dépendant éventuellement du taux de déformation.

3.3 Le modèle élastique-parfaitement plastique de von Mises

Ce modèle a été utilisé pour simuler le comportement du sol ayant une contrainte d'écoulement plastique indépendante du taux de déformations (voir chapitre 5 et 6). De même, ce modèle a été utilisé au chapitre 6 avec une contrainte d'écoulement plastique qui dépend du taux de déformations.

Les tenseurs de contrainte et de déformation σ et ε ayant comme composantes σ_{ij} et ε_{ij} ($i, j = 1, 2, 3$) respectivement peuvent être décomposés en deux parties volumétrique et déviatorique :

$$\sigma_{ij} = \sigma_{oct} \delta_{ij} + s_{ij} \quad (3.16)$$

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{vol} \delta_{ij} + e_{ij} \quad (3.17)$$

où

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})$$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{si } i = j \\ 0, & \text{si } i \neq j \end{cases}$$

s_{ij} est la composante du tenseur de contrainte déviatorique s

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_{oct} \delta_{ij}$$

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$$

e_{ij} est la composante du tenseur de déformation déviatorique, e

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{vol} \delta_{ij}$$

Dans la théorie de l'élastoplasticité incrémentielle indépendante du taux de déformations, on suppose que l'incrément du tenseur de déformation $d\varepsilon$ avec les composantes $d\varepsilon_{ij}$, peut être décomposé en une partie élastique et une autre plastique (Hill, 1950) :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (3.18)$$

$d\varepsilon_{ij}^e$ est la composante d'un incrément de déformation élastique;

$d\varepsilon_{ij}^p$ est la composante d'un incrément de déformation plastique.

Un matériau isotrope linéaire élastique-parfaitement plastique (de type von Mises) a les propriétés suivantes :

Composante de l'élasticité :

$$\sigma_{oct} = k \varepsilon_{vol}^e \quad (3.19)$$

$$s_{ij} = 2G e_{ij} \quad (3.20)$$

où k et G sont les modules de compression⁹ et de cisaillement respectivement. Ces modules exprimés en fonction du module de Young et du coefficient de Poisson peuvent s'exprimer de la manière suivante (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b) :

$$k = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.21)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.22)$$

Critère d'écoulement plastique de von Mises :

Le critère d'écoulement de von Mises peut être déterminé par la fonction scalaire suivante :

$$f = f(\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{13}) = 0 \quad (3.23)$$

Dans le cas d'un matériau isotrope, le critère d'écoulement de von Mises peut être exprimé en terme de contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 ou bien les invariants du tenseur de contraintes. Il est supposé que l'écoulement sera initié quand le second invariant du tenseur de contraintes déviatorique atteint une valeur critique telle que :

$$J_{2D} < \sigma_y^2 : \text{comportement élastique} \quad (3.24)$$

⁹ Bulk moduli.

$$J_{2D} = \sigma_y^2 : \text{écoulement plastique} \quad (3.25)$$

où

$$\begin{aligned} J_{2D} &= \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} = \frac{1}{2} \underline{s} : \underline{s} = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right] \\ &= \frac{1}{6} \left[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 \right] + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2 \end{aligned}$$

et σ_1 , σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure respectivement. Une autre forme du critère d'écoulement de von Mises peut s'écrire ainsi :

$$f = J_{2D} - \sigma_y^2 = 0 \quad (3.26)$$

Déformations plastiques :

Dans la théorie générale de la plasticité, et pour une règle d'écoulement associée, l'incrément de déformation plastique $d\varepsilon_{ij}^p$ est supposé proportionnel à la contrainte déviatorique à n'importe quel instant du chargement tel que :

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \lambda \left(\frac{\partial f}{\partial s_{ij}} \cdot \frac{\partial s_{ij}}{\partial \sigma_{ij}} \right) = \lambda s_{ij} \quad (3.27)$$

où λ est un multiplicateur qui contrôle les magnitudes des déformations plastiques, c'est un scalaire non négatif. Cette dernière équation montre que les directions des déformations plastiques incrémentales coïncident avec les directions des contraintes de cisaillement.

3.4 Maillage adaptatif

Le maillage adaptatif est un outil capable de maintenir un maillage de haute qualité tout au long d'une analyse, même en présence de grandes déformations ou de perte de matière; ceci est réalisé en permettant au maillage de se déplacer indépendamment du matériau sans altérer la topologie du maillage. Trois techniques d'adaptation du maillage sont intégrées dans Abaqus :

maillage adaptatif Lagrangien-Eulérien Arbitraire¹⁰ (ALE), remaillage adaptatif à topologie variable¹¹, et mappage de la solution maillage-à-maillage¹² pour permettre une analyse de rezonage¹³.

Maillage adaptatif ALE:

Le maillage adaptatif Lagrangien Eulérien Arbitraire (ALE) permet le contrôle de la distorsion des éléments du maillage. Dans une analyse, cette technique est applicable sur un maillage singulier qui sera régularisé¹⁴ le long des différentes étapes successives d'une analyse.

La technique de maillage adaptatif ALE implique plusieurs analyses qui peuvent varier de l'analyse analyse lagrangienne pure (dans laquelle le déplacement nodal correspond au déplacement matériel) jusqu'une analyse eulérienne pure (dans laquelle les nœuds sont fixes dans l'espace et le matériau s'écoule à travers les éléments. Une analyse lagrangienne-eulérienne arbitraire (ALE) typique utilise une approche intermédiaire entre ces deux cas, c.-à.-d., qu'elle combine les caractéristiques d'une analyse lagrangienne pure et d'une analyse eulérienne pure. Cette technique d'adaptation du maillage est fort utile dans les cas où de grandes déformations surviennent dans les éléments. Dans la simulation de l'essai au cône effilé instrumenté (voir chapitre 5), une analyse lagrangienne pure peut éventuellement ne pas s'achever à cause de la distorsion excessive de plusieurs éléments, surtout ceux qui sont en contact avec le cône. Ce problème de distorsion figurait parmi les difficultés rencontrées dans cette thèse, et c'est la raison pour laquelle dans la simulation de la sonde inclinée au chapitre 7, on a utilisé une technique d'adaptation ALE avec un remaillage automatique.

¹⁰ Arbitrary Lagrangian-Eulerien adaptive meshing.

¹¹ Varying topology adaptive remeshing.

¹² Mesh-to-mesh solution mapping.

¹³ Rezoning analysis.

¹⁴ Smoothed.

Remaillage adaptatif:

Le remaillage adaptatif est utilisé surtout pour le contrôle de la précision de la solution. Le processus de remaillage adaptatif consiste à générer plusieurs maillages différents d'une façon itérative, pour déterminer un maillage singulier qui est optimisé et qui sera retenu dans toutes les étapes de l'analyse. Par exemple, le remaillage adaptatif peut être effectué pour améliorer la qualité des résultats du calcul des contraintes dans une région d'intérêt spécifiée.

Mappage de la solution maillage-à-maillage :

La technique de mappage de la solution est seulement intégrée dans Abaqus/Standard. Cette technique très utile a été utilisée dans le chapitre 5 pour contrôler les grandes déformations qui surviennent dans les éléments du sol au voisinage immédiat du cône. Ceci peut être réalisé en remplaçant le maillage distordu par un nouveau maillage (non distordu) et en continuant l'analyse avec ce nouveau maillage. Les variables solution seront mappées de l'ancien maillage au nouveau maillage. Ce remplacement de maillage s'appelle rezonage¹⁵ et il est utilisé quand un maillage unique ne peut être effectif durant toute la simulation, de plus chaque maillage subséquent à la configuration initiale reflète une configuration déformée dépendante de la solution du modèle. Ici, le mappage de la solution est utilisé pour propager les variables solutions d'une analyse à une autre.

Raffinement du maillage :

Plusieurs procédures peuvent être utilisées pour raffiner une solution issue d'une analyse par la méthode des éléments finis (FEA); elles peuvent être classées en deux catégories (Zienkiewicz et Taylor, 2000) :

Le raffinement- h pour lequel la même classe d'éléments continue à être utilisée, mais ils vont changer de dimensions.

¹⁵ Rezoning dans le langage d'Abaqus/Standard.

Le raffinement- p pour lequel on continue à utiliser les mêmes dimensions de l'élément, en augmentant simplement, hiérarchiquement, l'ordre du polynôme utilisé dans leurs définitions. Dans ce cas on considère deux subdivisions :

- Celle pour laquelle l'ordre polynomial augmente uniformément à travers le domaine complet;
- Celle pour laquelle, l'ordre polynomial augmente localement en utilisant un raffinement hiérarchique.

3.5 Formulation dans le domaine des grandes déformations

Considérons un corps en mouvement par rapport à un repère cartésien fixe (Figure 3-1). Ce corps occupe un volume de V_0 , V_n et V_{n+1} aux incréments de charge 0, n et $n+1$ correspondant respectivement aux temps t^0 , t^n et t^{n+1} . La configuration 0 indique la configuration initiale non déformée d'un corps arbitraire déformable. La configuration n représente la configuration déformée précédente alors que la configuration $n+1$ représente la configuration courante de ce corps. Dans la formulation lagrangienne totale, toutes les variables sont référées à l'état initial non déformé de ce corps, c.-à.-d., à la configuration 0. Dans la formulation lagrangienne actualisée¹⁶, toutes les variables dans la configuration $n+1$ sont déterminées par rapport à la configuration précédente n . Dans la formulation lagrangienne actualisée, la configuration de référence est actualisée à la fin de chaque pas incrémental. Le déplacement du corps de la configuration n à $n+1$ est représenté par :

$$u_i = {}^{n+1}u_i - {}^n u_i \quad (3.28)$$

La relation qui lie les coordonnées entre les configurations n et $n+1$ est la suivante :

$$X_i = {}^{n+1}X_i = {}^n X_i + u_i \quad (3.29)$$

¹⁶ Updated Lagrangian formulation.

Le principe de travail virtuel dans le cas d'une référence lagrangienne actualisée s'écrit ainsi (Bathe, 1990) :

$$\int_{V^n} {}^{n+1}S_{ij} \delta({}^{n+1}E_{ij}) dV^n = \int_{V^{n+1}} {}^{n+1}F_i \delta u_i dV^{n+1} + \int_{A^{n+1}} {}^{n+1}T_i \delta u_i dA^{n+1} \quad (3.30)$$

où F est la force massique¹⁷, δu est la variation du vecteur déplacement, et T est la traction de surface. L'intégration de la partie gauche de l'équation se fait par rapport à la configuration correspondant au pas de temps t_n , tandis que pour la partie droite de l'équation, l'intégration se fait par rapport au pas de temps t_{n+1} . V^n est le volume de l'élément à la $n^{\text{ième}}$ configuration; ${}^{n+1}S_{ij}$ est le second tenseur de contrainte de Piola-Kirchhoff au pas de temps t_{n+1} référé à la $n^{\text{ième}}$ configuration, $\delta({}^{n+1}E_{ij})$ est l'incrément du tenseur de déformation de Green-Lagrange de la $n^{\text{ième}}$ à la $(n+1)^{\text{ième}}$ configuration. Le tenseur de contrainte de Cauchy ${}^{n+1}\sigma_{rs}$ est relié au tenseur de contrainte Piola-Kirchhoff ${}^{n+1}S_{ij}$ par la formule:

$${}^{n+1}S_{ij} = J^s \frac{\partial X_i \partial X_j}{\partial X_r \partial X_s} {}^{n+1}\sigma_{rs} \quad (3.31)$$

où J^s est le Jacobien correspondant pour les solides. Le tenseur de déformation de Green-Lagrange peut être décomposé en parties linéaires et non linéaires de la façon suivante :

$${}^{n+1}E_{ij} = {}_n\varepsilon_{ij} + {}_n\eta_{ij} \quad (3.32)$$

où

$${}_n\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}({}_nu_{i,j} + {}_nu_{j,i}) \quad (3.33)$$

$${}_n\eta_{ij} = \frac{1}{2}({}_nu_{k,i} {}_nu_{k,j}) \quad (3.34)$$

¹⁷ Body force

et u est le vecteur déplacement.

Durant une déformation finie, le second tenseur de contrainte de Piola-Kirkchhoff s'exprime comme suit:

$${}^{n+1}S_{ij} = {}^n\sigma_{ij} + {}^n dS_{ij} \quad (3.35)$$

Dans cette équation, ${}^n\sigma_{ij}$ est le tenseur de contrainte de Cauchy à la $n^{\text{ième}}$ configuration et ${}^n dS_{ij}$ est le tenseur de contrainte incrémental de la configuration n à $n+1$. Le comportement du sol à grandes déformations, sous forme incrémentale, est supposé suivre la loi constitutive

$$dS_{ij} = D_{ijrs}^* dE_{rs} \quad (3.36)$$

où D_{ijrs}^* est la relation constitutive appropriée pour les grandes déformations. En utilisant la procédure utilisée par Washizu (1982),

$$dS_{ij} = d\sigma_{ij}^J + {}^n\sigma_{ij} d\varepsilon_{kk} - {}^n\sigma_{ik} d\varepsilon_{jk} - {}^n\sigma_{jk} d\varepsilon_{ik} \quad (3.37)$$

où $d\sigma_{ij}^J$ est l'incrément de contrainte Jaumann qui peut généralement exprimé sous la forme:

$$d\sigma_{ij}^J = C_{ijkl} d\varepsilon_{kl} \quad (3.38)$$

où C_{ijkl} exprime une loi constitutive élasto-plastique utilisée dans les analyses à petites déformations. En substituant les équations (3.32), (3.33), (3.34), (3.37) et (3.38) dans l'équation (3.30) et en négligeant les termes d'ordre supérieur, on obtient l'équation suivante :

$$\int_{V^n} D_{ijkl}^* d\varepsilon_{kl} \delta(d\varepsilon_{ij}) dV^n + \int_{V^n} {}^n\sigma_{ij} \delta(d\eta_{ij}) dV^n = R^{n+1} - \int_{V^n} {}^n\sigma_{ij} \delta(d\varepsilon_{ij}) dV^n \quad (3.39)$$

où R^{n+1} est le travail virtuel extérieur à la configuration $n+1$.

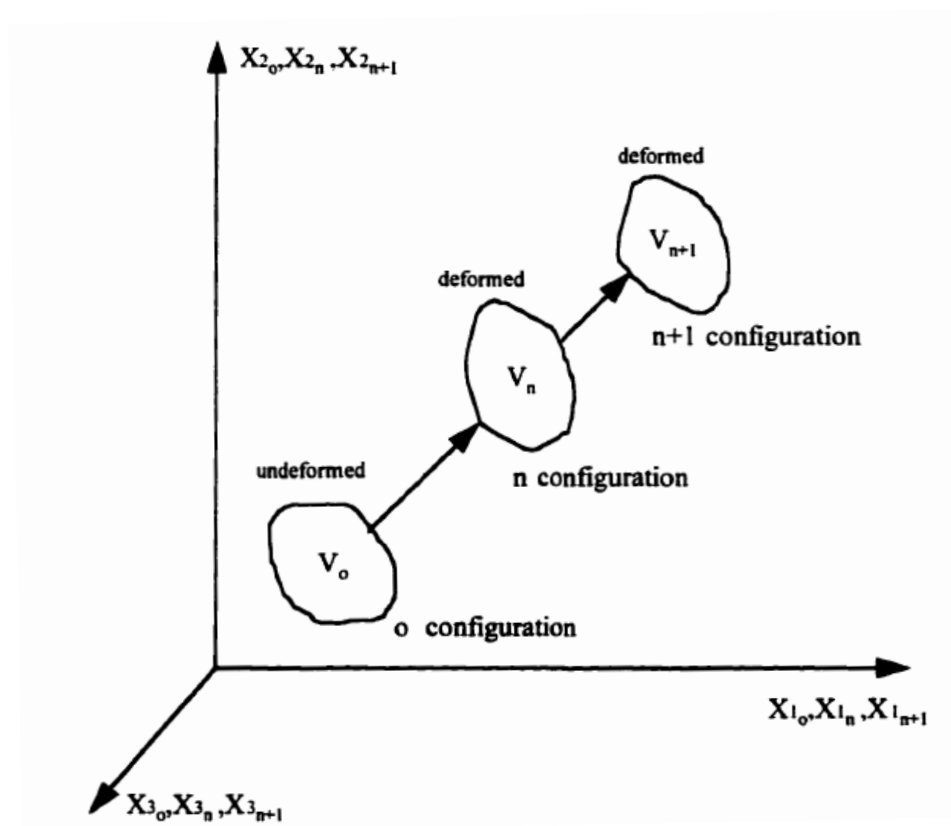


Figure 3-1 : Configuration d'un corps dans un repère cartésien fixe (Abu-Farsakh, 1997).

CHAPITRE 4 INTERACTION CÔNE-ARGILE

Dans la simulation de l'essai ISCT, les éléments d'interface vont servir à modéliser l'interaction entre le cône effilé et le sol. Ils sont situés entre la surface latérale du pénétromètre et le sol encaissant qui est en contact avec cette surface.

Dans cette thèse, en raison de sa grande rigidité, le cône ISC est supposé être un corps rigide tandis que le sol a été considéré comme un corps déformable qui garde un volume constant. L'interaction se fait entre la surface latérale rigide du pénétromètre appelée surface maîtresse¹⁸ et celle du sol qui est la surface latérale et déformable du trou pilote appelée surface esclave¹⁹.

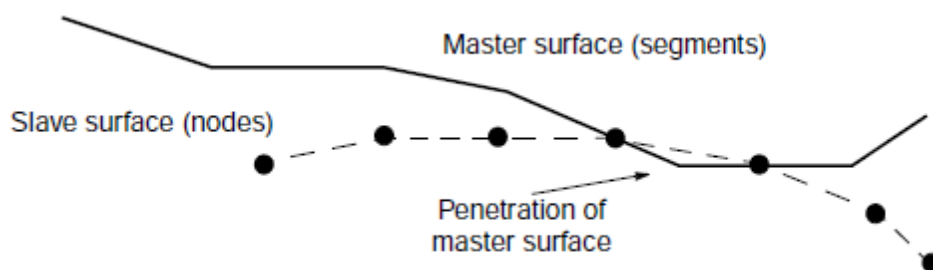


Figure 4-1 : La surface maîtresse peut pénétrer la surface esclave (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).

Si l'interaction entre deux surfaces est définie par l'option paire de contact, Abaqus/Standard utilise par défaut un algorithme de contact maître-esclave pur. Cet algorithme stipule que les nœuds appartenant à la surface esclave (c.-à.-d., le trou pilote) sont empêchés de pénétrer dans la surface maîtresse (c.-à.-d., la surface du cône effilé), tandis que ceux appartenant à la surface maîtresse peuvent éventuellement pénétrer dans la surface esclave tel que montré à la Figure 4-1.

¹⁸ Master surface dans le langage d'Abaqus.

¹⁹ Slave surface dans le langage d'Abaqus.

Les éléments d'interface les plus utilisés peuvent être groupés en trois catégories principales : les éléments d'interface d'épaisseur-zéro (Goodman *et al.*, 1968), les éléments d'interface couche-mince (Desai *et al.*, 1984) et l'approche de contrainte (Katona, 1983) qui est adoptée par ABAQUS/Standard.

4.1 Formulation de contact dans Abaqus/Standard

Dans Abaqus/Standard, on trouve deux approches de suivi²⁰ pour déterminer le déplacement relatif de deux surfaces :

- 1) L'approche de suivi du glissement fini, pour lequel un mouvement arbitraire ou une séparation des deux surfaces interaction en contact peut avoir lieu. Ici, le glissement et la rotation relatifs ne sont pas limités. Avec cette approche, le contact peut être défini par des éléments de contact ou bien par une paire de surface. Dans ce dernier cas, Abaqus génère automatiquement les éléments de contact appropriés. Ici, un point en contact avec une surface peut subir un glissement supérieur à la longueur caractéristique d'un élément typique sous-jacent. Donc, le processus de pénétration du ISC est essentiellement un problème de glissement fini.
- 2) L'approche de suivi du petit glissement, pour lequel le glissement relatif entre les surfaces en interaction reste petit. Un point en contact avec une surface ne peut glisser plus qu'une petite fraction de la longueur caractéristique d'un élément typique sous-jacent. Ici, les deux corps en contact peuvent éventuellement subir de grands déplacements.

ABAQUS calcule le glissement relatif de deux surfaces en interaction. Selon la grandeur de ce glissement, il utilise une des deux approches précédentes.

4.1.1 Glissement fini entre un corps rigide et un corps déformable

L'essai au cône effilé instrumenté est simulé plus loin, aux chapitres 5 et 6. Ce cône a été supposé parfaitement rigide tandis que le sol encaissant a été supposé déformable. Dans ce sous-

²⁰ Tracking approaches.

paragraphe, on montre les équations qui régissent le glissement fini entre le cône et le sol. Cette méthode de calcul montrée ici peut être trouvée dans Dassault Systèmes Simulia Corp. (2008b).

Soit A un point de coordonnées x_A appartenant au maillage déformé. Soit C , de coordonnées x_c , un nœud de référence du corps rigide. Soit A' le point appartenant à la surface rigide le plus proche de A tel que la normale à la surface du corps rigide passe par A . Le vecteur allant de C à A' est défini par r . Toutes ces définitions sont expliquées à la Figure 4-2.

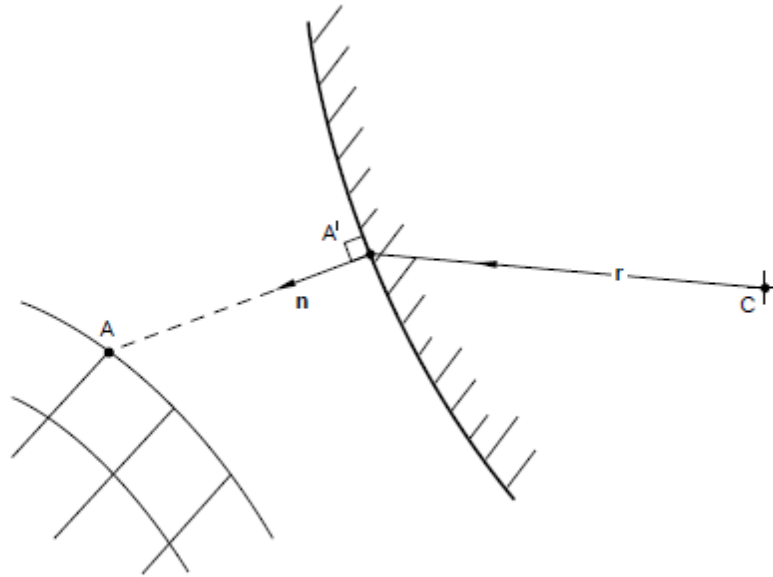


Figure 4-2 : Géométrie de l'interface à surface rigide (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Soit h la distance de A' à A le long de la normale n . h est appelé distance normale de contact²¹ des deux surfaces. On a que :

$$nh = -x_A + x_c + r \quad (4.1)$$

²¹ Overclosure dans le langage d'Abaqus.

On définit c comme étant le dégagement des deux surfaces²² ; c'est la distance en dessous de laquelle le contact se produit. On est amené à considérer deux cas :

Si $h < -c$, il n'y a pas de contact entre les deux surfaces en A ; et

Si $h \geq -c$, les surfaces sont en contact ($c=0$ correspond à un contact dur²³ et $h > -c$ correspond à une interpénétration).

Pour pouvoir appliquer la contrainte de contact, on aura besoin de la première variation de h , δh et de sa seconde variation, $d\delta h$. Ces quantités seront dérivées par la suite.

Le mouvement du point A' se décompose en deux parties: un mouvement dû au déplacement du corps rigide et un deuxième déplacement relatif au corps.

$$\delta x_{A'} = \delta x_C + \delta r|_{\gamma_\alpha} + \delta r|_{\phi_c} = \delta x_C + \delta \phi_C \times r + t_\alpha \delta \gamma_\alpha \quad (4.2)$$

où :

$\delta \gamma_\alpha$ est le glissement du point A' ;

$\delta \phi_C$ est la variation du vecteur rotation autour du point C ; et

$t_\alpha (\alpha = 1, 2)$ est la tangente à la surface en A' .

La normale n va subir une variation due à la rotation de la surface rigide et due au glissement le long de cette surface.

$$\delta n = \delta n|_{\gamma_\alpha} + \delta n|_{\phi_c} = \delta \phi_C \times n + \frac{\partial n}{\partial S_\alpha} \delta \gamma_\alpha \quad (4.3)$$

²² Clearance dans le langage d'Abaqus.

²³ Hard contact dans le langage d'Abaqus.

S_α ($\alpha=1,2$) mesure la distance le long des tangentes t_α ($\alpha=1,2$) à la surface en A'. La forme linéarisée de l'équation de contact devient :

$$n\delta h + h \left(\delta\phi_C \times n + \frac{\delta n}{\delta S_\alpha} \delta\gamma_\alpha \right) = -\delta x_A + \delta x_C \times r + t_\alpha \delta\gamma_\alpha \quad (4.4)$$

Quand le contact se produit, h devient nulle $\Rightarrow h=0$ ceci est vrai que le contact soit dur ou bien mou²⁴ (c.-à.-d., $c > 0$). L'équation cinématique linéarisée peut s'écrire :

$$n\delta h = -\delta x_A + \delta x_C + \delta\phi_C \times r + t_\alpha \delta\gamma_\alpha \quad (4.5)$$

En séparant les composantes normales et tangentiels dans l'équation (4.5), on a l'équation de contact suivante :

$$\delta h = -n \cdot (\delta x_A - \delta x_C) + (r \times n) \cdot \delta\phi_C \quad (4.6)$$

et les équations de glissement suivantes :

$$\delta\gamma_\alpha = t_\alpha \cdot (\delta x_A - \delta x_C) - (r \times t_\alpha) \cdot \delta\phi_C \quad (4.7)$$

Pour obtenir la seconde variation de h , on supposera de nouveau que $h=0$. De plus, on suppose que $dh=\delta h=0$, ce qui est précis pour un contact dur. Donc on a :

$$n d\delta h = d\delta r \quad (4.8)$$

et on déduit de l'équation cinématique linéarisée que :

$$n d\delta h = d(\delta\phi_C \times r)|_{\gamma_\beta} + \delta\phi_C \times dr|_{\phi_C} + dt|_{\gamma_\beta} \delta\gamma_\alpha + dt|_{\phi_C} \delta\gamma_\alpha + t_\alpha d\delta\gamma_\alpha \quad (4.9)$$

²⁴ Soft contact.

où on a utilisé $d\delta x_A = d\delta x_C = d\delta\phi_C = 0$. Le premier terme correspond à une variation de second ordre du vecteur r pour des rotations de corps rigide autour du point C ; il est donné par la formule suivante:

$$d(\delta\phi_C \times r)|_{\gamma_\beta} = \delta\phi_C . d\phi_C . r - \frac{1}{2} \delta\phi_C d\phi_C . r - \frac{1}{2} r . \delta\phi_C d\phi_C \quad (4.10)$$

Dans l'expression (4.9), le second terme pour la seconde variation peut être obtenu avec l'expression déjà utilisée pour le glissement le long de la surface :

$$\delta\phi_C \times dr|_{\phi_C} = \delta\phi_C \times t_\alpha d\gamma_\alpha \quad (4.11)$$

Le troisième terme exprime la rotation du corps rigide :

$$dt|_{\gamma_\beta} \delta\gamma_\alpha = d\phi_C \times t_\alpha \delta\gamma_\alpha \quad (4.12)$$

Finalement, le quatrième terme est obtenu par différentiation le long des coordonnées de surface :

$$dt|_{\phi_C} \delta\gamma_\alpha = \frac{\partial t_\alpha}{\partial S_\beta} d\gamma_\beta \delta\gamma_\alpha = \delta\gamma_\alpha k_{\alpha\beta} d\gamma_\beta \quad (4.13)$$

où $k_{\alpha\beta}$ est la matrice de courbure de surface

$$k_{\alpha\beta} = \frac{\partial t_\alpha}{\partial S_\beta} = \frac{\partial t_\beta}{\partial S_\alpha} = \frac{\partial^2 r}{\partial S_\alpha \partial S_\beta} \quad (4.14)$$

Si on substitue les quatre dernières expressions (4.11), (4.12), (4.13) et (4.14) dans (4.9) qui exprime la seconde variation, on a:

$$\begin{aligned} nd\delta h = & \delta\phi_C . d\phi_C . r - \frac{1}{2} \delta\phi_C d\phi_C . r - \frac{1}{2} r . \delta\phi_C d\phi_C + \delta\phi_C \times t_\alpha d\gamma_\alpha \\ & + d\phi_C \times t_\alpha d\gamma_\alpha + \delta\gamma_\alpha k_{\alpha\beta} d\gamma_\beta + t_\alpha d\delta\gamma_\alpha \end{aligned} \quad (4.15)$$

De même, on peut séparer la seconde variation en composantes normales et tangentielles. Pour les composantes normales on trouve:

$$d\delta h = (n.r)\delta\phi_C.d\phi_C - \frac{1}{2}\delta\phi_C.(nr+rn)d\phi_C + \delta\phi_C.(t_\alpha \times n)d\gamma_\alpha + d\phi_C(t_\alpha \times n)\delta\gamma_\alpha + \delta\gamma_\alpha n.k_{\alpha\beta}d\gamma_\beta \quad (4.16)$$

et pour les composantes tangentielles, on trouve:

$$d\delta\gamma_\alpha = -(t_\gamma.r)\delta\phi_C.d\phi_C + \frac{1}{2}\delta\phi_C.(t_\gamma r + rt_\gamma)d\phi_C + \delta\gamma_\alpha t_\gamma.k_{\alpha\beta}d\gamma_\beta \quad (4.17)$$

En admettant que $n.t_\alpha = 0$, l'expression de $k_{\alpha\beta}$ peut être simplifiée; on a que:

$$n.k_{\alpha\beta} = n.\frac{\partial t_\alpha}{\partial S_\beta} = -t_\alpha.\frac{\partial n}{\partial S_\beta} = t_\beta.\frac{\partial n}{\partial S_\alpha} \quad (4.18)$$

Par similitude, on a:

$$t_\gamma.k_{\alpha\beta} = t_\gamma.\frac{\partial t_\alpha}{\partial S_\beta} = -t_\alpha.\frac{\partial t_\gamma}{\partial S_\beta} \quad (4.19)$$

Si le système local de coordonnées de surface est créé par projection du système cartésien tangentiel $X-Y$ sur la surface, les derniers termes vont disparaître. En supposant que le dernier terme dans la seconde variation est nul, le résultat final est obtenu par substitution des expressions du glissement pour la variation du premier ordre dans les expressions pour la seconde variation. En tenant compte que $k_{\alpha\beta} \equiv n.k_{\alpha\beta}$ et en arrangeant l'expression, on a:

$$\begin{aligned} d\delta h = & (\delta X_A - \delta X_C).t_\alpha k_{\alpha\beta} t_\beta.(dX_A - dX_C) \\ & + (\delta X_A - \delta X_C).(t_\alpha k_{\alpha\beta}(t_\beta \times r) + t_\alpha(t_\beta \times n)).d\phi_C \\ & + \delta\phi_C.((t_\alpha \times r)k_{\alpha\beta}t_\beta + (t_\alpha \times n)t_\beta).(dX_A - dX_C) \\ & + \delta\phi_C.(t_\alpha \times r)k_{\alpha\beta}(t_\beta \times r).d\phi_C \\ & + (n.r)\delta\phi_C.d\phi_C - \frac{1}{2}\delta\phi_C.(nr+rn).d\phi_C \end{aligned} \quad (4.20)$$

$$d\delta\gamma_\alpha = -(t_\alpha.r)\delta\phi_C.d\phi_C + \frac{1}{2}\delta\phi_C.(t_\alpha r + rt_\alpha).d\phi_C \quad (4.21)$$

Pour les applications dynamiques, la vitesse \dot{h} et l'accélération \ddot{h} doivent être déterminées pour pouvoir calculer correctement les forces d'impact et les impulsions. Les deux termes sont les suivants :

$$\dot{h} = -n \cdot (\dot{x}_A - \dot{x}_C - \dot{\phi}_C \times r) \quad (4.22)$$

$$\begin{aligned} \ddot{h} = & -n \cdot (\ddot{x}_A - \ddot{x}_C - \ddot{\phi}_C \times r) + n \cdot \dot{\phi}_C \cdot r \cdot \dot{\phi}_C - n \cdot r \cdot \dot{\phi}_C \cdot \dot{\phi}_C \\ & - (\dot{x}_A - \dot{x}_C - \dot{\phi}_C \times r) \cdot \left(\dot{\phi}_C \times n + \frac{\partial n}{\partial S^\alpha} t_\alpha \cdot (\dot{x}_A - \dot{x}_C - \dot{\phi}_C \times r) \right) \end{aligned} \quad (4.23)$$

4.2 Les méthodes d'application de la contrainte de pression de contact dans Abaqus/Standard

Abaqus /Standard intègre trois méthodes d'application de la contrainte de pression de contact : a) la méthode directe, b) la méthode de pénalisation, et c) la méthode Lagrange augmentée. Dans ce qui suit, seule la méthode de pénalisation qui a été utilisée dans les simulations du chapitre 5 sera expliquée.

4.2.1 La méthode de pénalisation

La méthode de pénalisation est intégrée dans Abaqus/Standard avec une variation linéaire ou non linéaire. La comparaison entre le comportement linéaire et non linéaire de la relation pression-distance normale de contact est montrée à la Figure 4-3.

La méthode de pénalisation linéaire a été utilisée dans toutes les simulations qui ont été effectuées avec Abaqus/Standard (chapitres 5 et 6); elle est intégrée par défaut dans Abaqus/Standard pour les glissements finis de deux surfaces en contact. Avec cette méthode Abaqus/Standard impose une raideur²⁵ de pénalisation équivalente à 10 fois la raideur

²⁵ Penalty stiffness.

représentative d'un élément sous-jacent²⁶. Ici, puisque la raideur de pénalisation est constante, la relation pression-distance normale de contact est linéaire.

La méthode de pénalisation non linéaire où la raideur de pénalisation augmente linéairement entre des régions ayant une faible raideur initiale et une grande raideur finale, menant à une relation non linéaire entre la pression et la distance normale de contact (Figure 4-3). Ici, la courbe pression-distance normale de contact présente quatre régions distinctes tel que montré à la Figure 4-4 :

- 1)- un régime de contact inactif : La pression de contact demeure nulle pour des dégagements²⁷ supérieurs à C_0 ($C_0 = 0$ par défaut);
- 2)- un régime à raideur de pénalisation initiale constante : La pression de contact varie linéairement avec une pente équivalente à K_i pour les pénétrations dans l'intervalle $-C_0 - e$. La raideur de pénalisation initiale par défaut, K_i , est égale à la raideur représentative de l'élément sous-jacent. Par défaut, la valeur de e est égale à 1% de la longueur caractéristique d'une facette.
- 3)- un régime de raidissement: La pression de contact varie quadratiquement pour les pénétrations dans l'intervalle $e - d$, pendant que la raideur de pénalisation augmente linéairement de K_i à K_f . La valeur par défaut de la raideur de pénalisation finale K_f est égale à 100 fois la raideur représentative d'un élément sous-jacent. La valeur par défaut de d est 3% de la même longueur caractéristique de la facette mentionnée précédemment en 2).
- 4)- un régime à raideur de pénalisation finale constante : La pression de contact varie linéairement, avec une pente égale à K_f pour des pénétrations supérieures à d .

²⁶ Underlying element.

²⁷Le terme dégagement traduit le terme anglais "clearance" utilisé dans Abaqus.

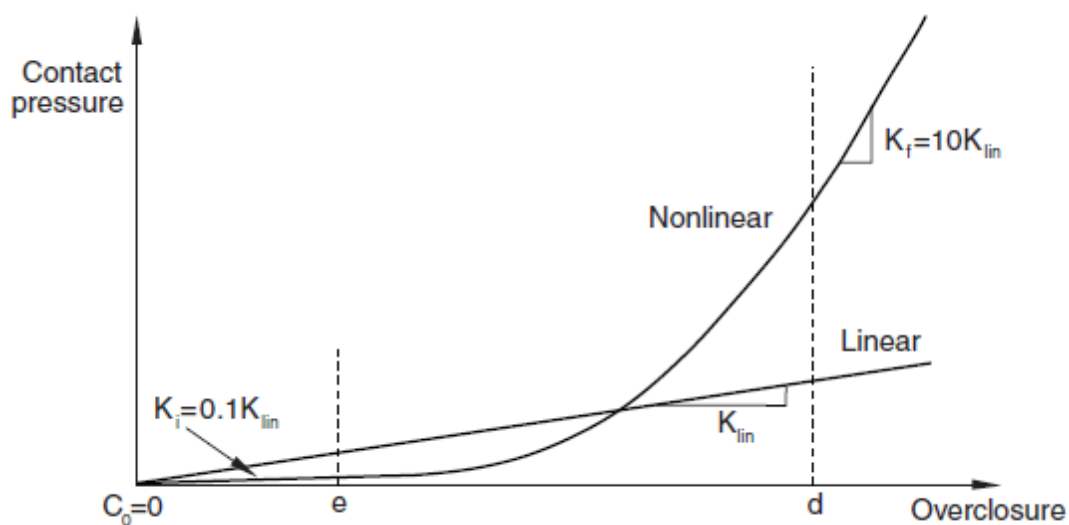


Figure 4-3 : Comparaison entre le comportement linéaire et non linéaire de la relation pression-distance normale de contact (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

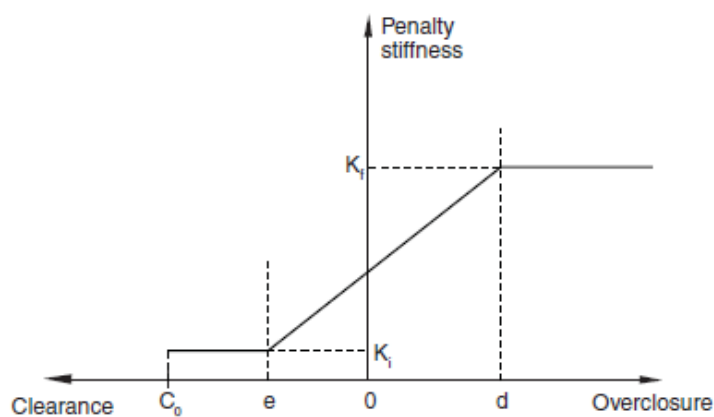
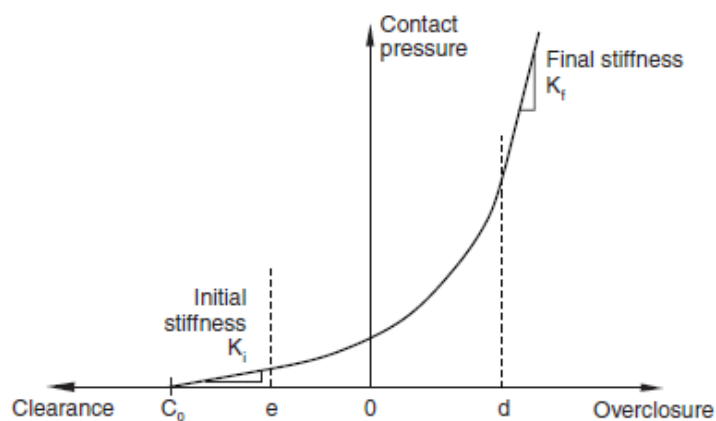


Figure 4-4 : Relation non linéaire de pénalisation entre la pression et la distance normale de contact (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

4.3 Algorithme de contact dans Abaqus/Standard

Dans la simulation du processus de pénétration profond de la sonde dans le sol, au début de chaque incrément, ABAQUS/Standard examine l'état de toutes les interactions de contact pour établir si les nœuds esclaves sont ouverts ou fermés. Si un nœud est fermé, Abaqus/Standard détermine s'il est collé ou glissant. Abaqus/Standard applique une contrainte pour chaque nœud fermé et enlève les contraintes à n'importe quel nœud où l'état de contact change de fermé à ouvert. Par la suite, Abaqus/Standard poursuit une itération et actualise la configuration du modèle en utilisant les corrections calculées. La logique de ce processus est décrite à la Figure 4-5.

Avant de vérifier l'équilibre des forces ou des moments, ABAQUS/Standard vérifie les changements dans les conditions de contact sur les nœuds esclaves. Après l'itération, tout nœud qui a un dégagement²⁸ négatif ou nul change d'état de ouvert à fermé. Tout nœud où la pression de contact devient négative change d'état de fermé à ouvert. Si un changement du contact quelconque est détecté pendant l'itération courante, ABAQUS/Standard le marque comme « itération de discontinuité sévère ». Abaqus/Standard continue à itérer jusqu'à ce que les discontinuités sévères soient suffisamment petites (ou même n'existent plus) et l'équilibre soit satisfait avec une certaine tolérance.

ABAQUS/Standard modifie les contraintes de contact pour refléter le changement de l'état de contact après la première itération et essaie une seconde itération. ABAQUS/Standard répète la procédure jusqu'à ce qu'une itération soit complétée sans changement dans l'état de contact. Cette itération devient la première itération d'équilibre, et ABAQUS/Standard procède à la vérification de la convergence de l'équilibre. Si la vérification de la convergence échoue, ABAQUS/Standard effectue une autre itération. Chaque fois qu'une discontinuité survient, ABAQUS/Standard remet le compte interne des itérations d'équilibre à zéro. Ce compte d'itération est utilisé pour déterminer si un incrément doit être abandonné à cause d'un taux de

²⁸ Clearance dans le langage d'Abaqus.

convergence très lent. ABAQUS/Standard répète le processus entier jusqu'à atteindre la convergence, tel qu'expliqué à la Figure 4-5.

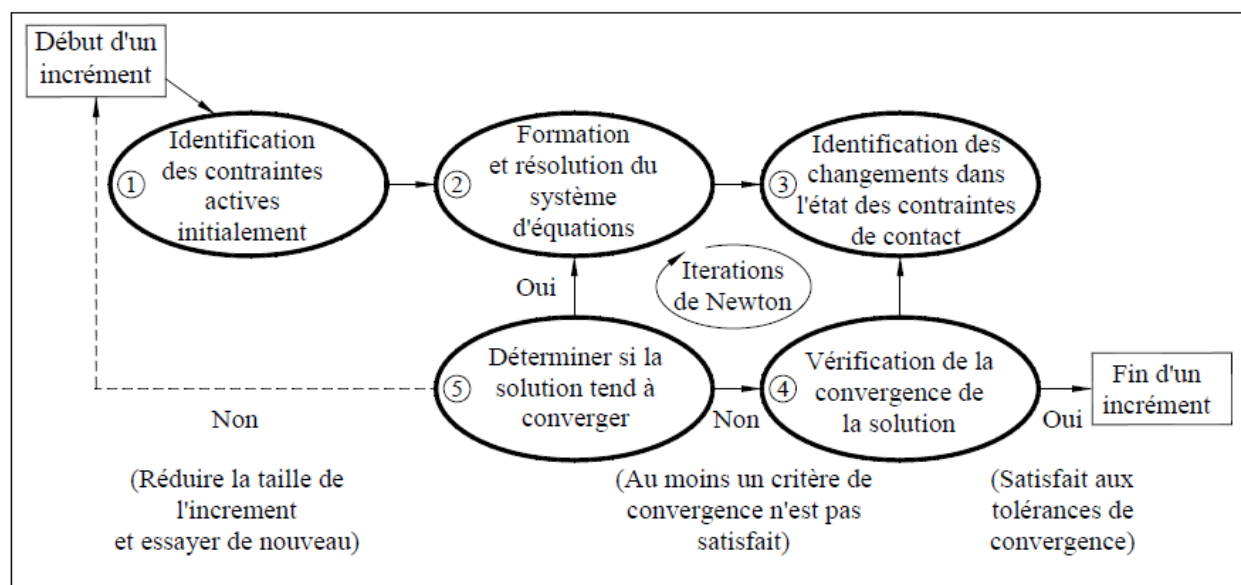


Figure 4-5 : Logique de contact dans Abaqus/Standard (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).

4.4 Comportement normal aux surfaces en interaction et relation pression-distance normale de contact

Plusieurs relations pression-distance normale de contact sont intégrées dans Abaqus pour définir le modèle de contact entre deux surfaces. La relation pression-distance normale de contact la plus courante est montrée à la Figure 4-6. Cette relation est intégrée par défaut dans Abaqus et elle est appelée contact dur. Le contact dur²⁹ minimise la pénétration de la surface esclave dans la surface maîtresse sur les lieux d'application de la contrainte. Ce contact ne permet pas le transfert des contraintes de traction à travers la surface d'interaction, cependant n'importe quelle pression de contact peut être transmise à travers cette interface.

²⁹ Hard contact dans le langage d'Abaqus.

Les surfaces en interaction sont séparées quand la pression de contact P devient nulle, et rentrent en contact quand la distance normale de contact³⁰ h devient nulle (h est la distance qui sépare les deux surfaces), c.-à.-d. $P = 0$, pour $h < 0$ et $h = 0$, pour $P > 0$. Par conséquent, quand les surfaces sont séparées, la contrainte de cisaillement transmise d'une surface à l'autre est nulle et on $\lambda_n = \lambda_s = 0$ pour $h > 0$ ou bien $P = 0$. Pour les éléments de contact qui ne supportent pas les contraintes normales de tension, et pour des raisons numériques, quand $h > 0$, λ_n et λ_s sont affectés de valeurs proches de zéro, sans toutefois être nulles.

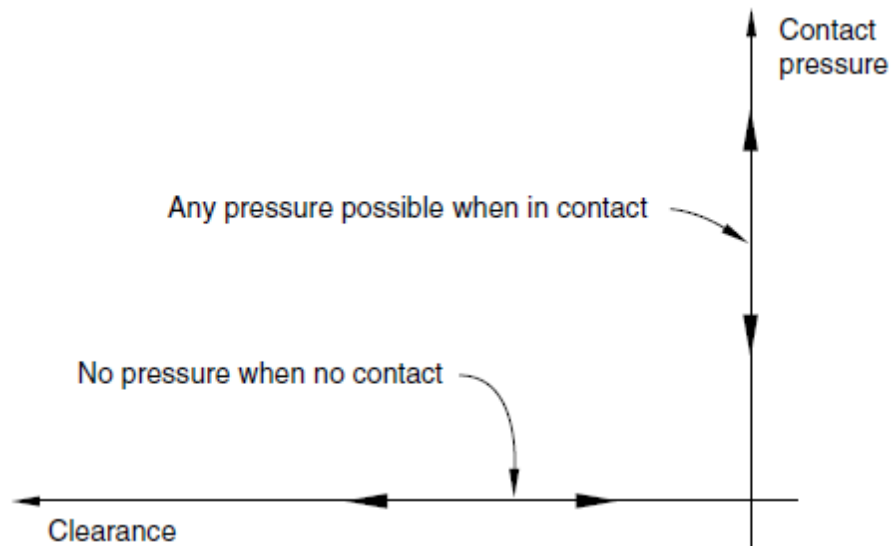


Figure 4-6 : Relation pression-distance normale de contact utilisée par défaut dans Abaqus (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

4.5 Comportement tangentiel aux surfaces en interaction - le frottement coulombien

Quand deux surfaces rentrent en contact, elles transmettent le cisaillement de même que les forces normales à travers leurs interfaces. Dans cette thèse, le frottement coulombien est

³⁰ Overclosure dans le langage d'Abaqus.

utilisé pour décrire l'interaction entre le ISC et le sol en contact. Le modèle de frottement de Coulomb peut s'écrire :

$$\tau_{crit} = \mu p \quad (4.24)$$

où

μ est le coefficient de frottement qui est généralement inférieur à l'unité ;

p est la pression de contact entre les deux surfaces ; et

τ_{crit} est une contrainte de cisaillement critique.

Le mouvement tangentiel relatif des surfaces en contact, restera nul jusqu'au moment où la contrainte tangentielle à la surface atteint τ_{crit} . Cette contrainte de cisaillement critique dépend de la pression de contact selon l'équation (4.56). Les surfaces en contact ne peuvent glisser jusqu'à ce que la contrainte de cisaillement τ au niveau de leur interface sera égale à la contrainte de cisaillement limite de frottement, μp . La ligne solide (Figure 4-7) décrit le comportement du modèle de frottement de Coulomb : a) pour $\tau \leq \tau_{crit}$, les surfaces sont collées³¹ et b) quand $\tau = \tau_{crit}$, les surfaces sont en état de glissement relatif.

Il est bien connu que la simulation du comportement d'un frottement idéal est très difficile; pour cette raison Abaqus utilise une formulation de pénalisation pour la friction avec un "glissement élastique" admissible (montrée par la ligne en pointillé à la Figure 4-7). Ce glissement élastique se produit quand les surfaces sont supposées être collées et il n'est autre qu'une petite fraction du glissement relatif entre ces surfaces. La raideur de pénalisation³², qui est la pente de la ligne en pointillé est choisie automatiquement par Abaqus de façon que le glissement élastique admissible soit une très petite fraction de la longueur caractéristique de l'élément fini sous-jacent.

³¹ Sticking conditions

³² Penalty stiffness

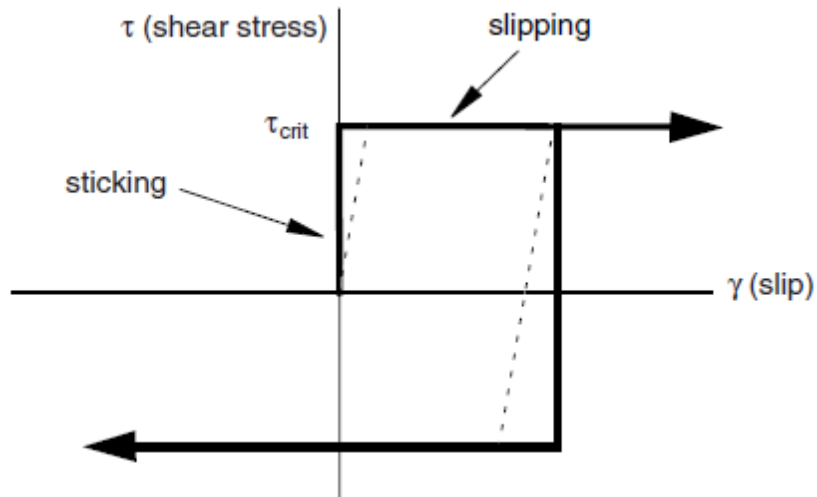


Figure 4-7 : Comportement de friction (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).

4.5.1.1 Contrainte de cisaillement limite

Le modèle de friction isotrope de Coulomb est intégré dans Abaqus/Standard et a été utilisé pour modéliser l'interaction sol-cône dans les simulations des chapitres 5 et 6. Ce modèle permet optionnellement de spécifier une limite supérieure de la contrainte équivalente de cisaillement ($\bar{\tau}_{\max}$), donc quel que soit la valeur de la pression de contact, le glissement va avoir lieu dès que la contrainte de cisaillement équivalente atteint $\bar{\tau}_{\max}$. Dans le cas particulier où le coefficient de frottement (μ) est trop grand, la contrainte de cisaillement équivalente atteint $\bar{\tau}_{\max}$ (si elle est spécifiée) pour des très petites valeurs de la pression de contact. Cette dernière situation est montrée à la Figure 4-8.

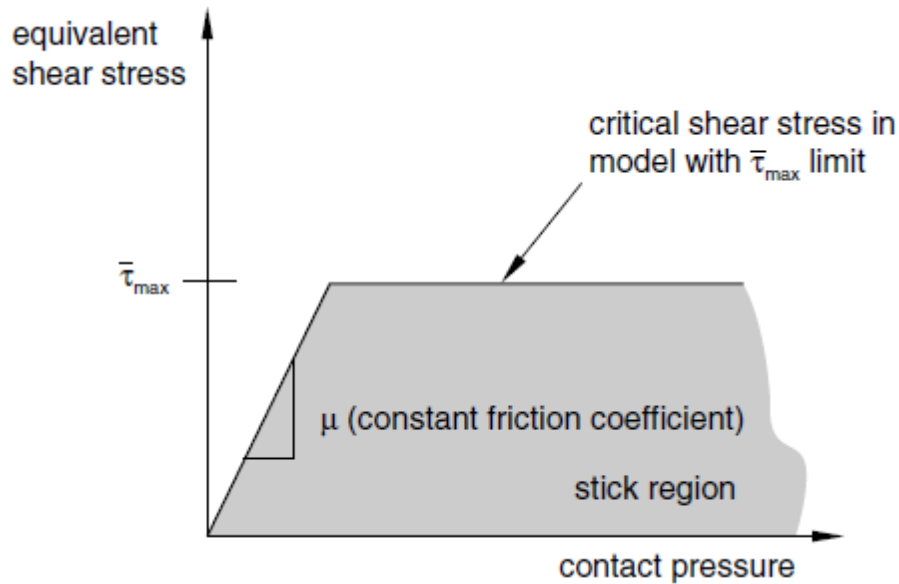


Figure 4-8 : Régions de glissement pour le modèle de frottement avec une limite de la contrainte de cisaillement critique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

Dans le cas où la contrainte de pression de contact devient trop grande (ex. dans certains processus de fabrication ou dans le cas de l'essai ISCT), la contrainte de cisaillement critique à l'interface (calculée à partir de la théorie de Coulomb) devient supérieure à la contrainte d'écoulement plastique du matériau adjacent à la surface de contact. Donc, il est bénéfique parfois d'introduire une limite supérieure de la contrainte de cisaillement. Dans le cas où le sol adjacent à la surface d'interaction est régi par le critère de plasticité de von Mises, on admet que $\bar{\tau}_{max} = \sigma_y / \sqrt{3}$, où σ_y est la contrainte d'écoulement plastique du sol.

CHAPITRE 5 ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS DE L'ESSAI ISCT-1 DANS DES CONDITIONS NON DRAINÉES ET AXISYMETRIQUES

5.1 Travaux numériques antérieurs

La modélisation des essais de pénétrations des sondes dans le sol par différentes méthodes numériques semble être la technique la plus utilisée dans les deux dernières décennies. Le recours aux analyses utilisant différents codes numériques est justifié par la croissance des capacités des ordinateurs ainsi que par l'absence de formules analytiques précises capables de prédire la résistance au cisaillement et les coefficients de conductivité hydraulique relatifs à un essai de pénétration.

La modélisation de la pénétration verticale d'une sonde de révolution demeure un problème lié à des problèmes de convergence de la solution. En effet le problème de pénétration est essentiellement un problème de grandes déformations où le déplacement de la sonde dépasse plusieurs fois son plus grand diamètre. Dans le cas des argiles saturées, la pénétration d'une sonde se fait dans des conditions non drainées. De ce qui précède, le maillage discrétisant le voisinage immédiat de la sonde subit des larges distorsions dans les zones de haute concentration de déformation (c.-à.-d., aux alentours de la sonde). Ces distorsions parfois inévitables, sont responsables du manque de précision, de la réduction de l'incrément de temps stable et de la divergence de la solution numérique. Les problèmes de convergence déjà mentionnés ont été à l'origine du développement de la méthode de chemin de déformation développée par Baligh *et al.* (1985). Cette dernière approche, applicable pour les argiles molles et légèrement surconsolidées ($1 < OCR < 4$) a servi pour la détermination des champs de contraintes et de déformation générées par le passage d'une sonde dans un milieu poreux totalement saturé. Cependant cette méthode validée pour les argiles bleues de Boston (c.-à.-d., le site de Saugas) ne peut être généralisée pour décrire la réponse d'un sol argileux raide comme celui de l'argile de Mascouche au Québec.

Bien que le volume du travail numérique déjà réalisé soit énorme, et pour les connaissances de l'auteur, aucune publication portant sur l'analyse numérique du ISCT n'a été repérée. Cependant, dans cette section, on présente une très brève description du travail numérique appliqué aux essais de pénétration.

Abu-Farsakh, *et al.* (2003) ont présenté un modèle numérique pour la simulation de la pénétration du piézocône dans un milieu cohérent. Ces auteurs ont présenté leurs résultats pour une distance de pénétration du cône de 2 cm.

Wei (2004) a effectué une simulation tridimensionnelle du piézocône incliné dans un sol cohérent et saturé. Dans cette thèse, l'auteur a mentionné clairement que : lorsque les distances de pénétration deviennent importantes, le maillage au voisinage de la pointe du cône devient sévèrement distordu, ce qui amène à une divergence de la solution. Pour cette raison, l'auteur a limité la pénétration du cône incliné à 20 mm, et il a présenté ses résultats en diagrammes pour un fonçage de 2 cm. Aucune technique adaptative du maillage n'a été utilisée.

Dans cette thèse, on présente une analyse numérique de l'essai ISCT basée sur une méthode d'intégration implicite (Abaqus/Standard) et en même temps utilise une technique d'adaptation du maillage basée sur le mappage de la solution maillage-à-maillage³³. Cette technique est intégrée dans Abaqus/Standard. En utilisant une procédure statique générale dans le cadre d'une analyse lagrangienne, cette dernière technique a permis de fonder les cônes effilés 1 et 2 à une profondeur de neuf mètres, c.-à.-d. à une distance équivalente approximativement à cent fois le diamètre maximal du cône ISC-1 (c.-à.-d., 9.2 cm) ou du cône ISC-2 (c.-à.-d., 9.24 cm). Les solutions des problèmes de pénétration des cônes effilés présentées dans ce chapitre sont meilleures que celles avec une méthode d'intégration explicite, car ici Abaqus/Standard résout les équations de la statique pour obtenir la solution du problème.

5.2 Objectifs des simulations

Les simulations présentées dans ce chapitre ont été menées dans l'objectif de la validité de la théorie de l'interprétation quasi pressiométrique des cônes effilés numéros 1 et 2. Cette tâche est accomplie par : a) la détermination des profils des pressions de contact sur le fût des cônes 1 et 2 en fonçage continu ; et b) la détermination des profils des pressions de contact réparties sur le fût des cônes en fonction des déformations volumétriques.

³³ Mesh-to-mesh solution mapping

Les pressions de contact déjà mentionnées au point a) peuvent dépendre de l'adhérence sur les fûts des cônes. Par la suite, il est primordial d'étudier l'influence de cette adhérence sur les pressions de contact mesurées par les capteurs. Dans cet objectif, une étude comparative a été menée. Plusieurs simulations avec différentes valeurs paramétriques de l'adhérence ont été étudiées (5.6.5 Effet de la variation de l'adhérence sur l'essai ISCT-1 et 6.3 ISC-2 : Effet de la variation de l'adhérence sur les pressions totales mesurées et conclusion sur l'implantation des capteurs).

De même, l'examen de l'effet du poids propre (qui n'a pas été considéré dans la théorie d'interprétation du cône effilé) sur les pressions de contact a nécessité une série de simulations, qui ont été établies dans le but d'étudier l'effet du poids propre du sol sur ces pressions (voir paragraphe 5.8 ISCT-1 : Effet du poids propre). Dans ces simulations, les charges de gravités ont été omises.

Les données sortantes des simulations effectuées, seront utilisées pour déterminer les profils des pressions de contact en fonction des déformations volumétriques, tel que mentionné précédemment au point b).

5.3 Propriétés mécaniques du sol élasto-plastique

Le modèle constitutif de la sonde : La sonde a été usinée avec un acier inoxydable dont le comportement élastique est régi par son module d'Young et son coefficient de Poisson, qui sont égaux à $E_{ISC} = 200 \times 10^9 \text{ Pa}$ et $\nu = 0.3$ respectivement. La densité moyenne de ce cône est de $\rho_{acier} = 7800 \text{ kg/m}^3$. Puisque la valeur de E_{ISC} est largement supérieure à la valeur du module d'Young de l'argile adjacente E_{argile} , il est généralement acceptable d'assimiler le ISC à un corps rigide indéformable lorsqu'il est sollicité par des contraintes extérieures provenant du sol environnant. Cette approximation est toujours vraisemblable pour modéliser le contact sol-cône tant que ce cône n'entre pas en contact avec un autre corps rigide. Conséquemment, pour toutes les simulations subséquentes, la sonde en acier étudiée est modélisée par un corps rigide et axisymétrique. Alternativement, on pourrait modéliser le cône par une surface analytique rigide. Dans ce dernier cas, la masse totale de ce cône sera attachée au point de référence de cette surface.

Le modèle constitutif élasto-plastique de l'argile de Mascouche : Le comportement plastique du sol est supposé obéir au critère de plasticité parfaite de von Mises avec une loi d'écoulement associée³⁴ (Ici, l'effet de durcissement³⁵ n'est pas encore considéré). Ce modèle, isotrope et indépendant du taux de déformation³⁶ (voir le sous-paragraphe 3.3), est intégré dans ABAQUS/STANDARD. La contrainte (statique) d'écoulement plastique de von Mises (σ_{oy}) du sol modélisé est supposée être égale à 182×10^3 Pa. Il est à rappeler que dans un essai triaxial conventionnel, $\sigma_{oy} = \sigma_1 - \sigma_3$ où σ_1 et σ_3 sont respectivement les contraintes principales majeures et mineures.

À l'intérieur de la surface d'écoulement plastique de von Mises, le modèle mécanique du sol est linéaire – élastique. Le module de cisaillement non drainé (G_u) et la résistance de cisaillement non drainé (S_u) déduits à partir d'un essai au pressiomètre auto-foreur (SBPMT) sont estimés à : $G_u = 8190$ kPa et $S_u = 91$ kPa. Ceci, pour une profondeur allant jusqu'à 3 m. Le poids volumique de l'argile saturée étudiée est égal à $\gamma_{sat} = 15.6$ kN/m³. Les valeurs de γ_{sat} , S_u et G_u seront constantes et inchangées le long de la profondeur du sol modélisé. Pour une analyse non drainée, le sol est supposé incompressible (volume constant), donc ayant un coefficient de Poisson $\nu = 0.5$. Cette dernière valeur est substituée avec $\nu = 0.499$, pour éviter d'avoir un module de compression volumétrique³⁷ infini.

³⁴ Associated flow rule

³⁵ Hardening

³⁶ Rate independent

³⁷ Bulk modulus

Déformation et contraintes utilisées : Dans le cas des déformations finies, on définit la contrainte nominale comme étant :

$$\sigma_{nom} = \frac{\text{force}}{\text{surface unitaire déformée}} = \frac{F}{A_o},$$

et la déformation nominale par :

$$\varepsilon_{nom} = \frac{\Delta l}{l_o}$$

On peut écrire sous forme différentielle que :

$$d\varepsilon = \frac{dl}{l}$$

D'où, la déformation totale est obtenue par l'intégrale définie :

$$\varepsilon = \int_{l_o}^l \frac{dl}{l} = \ln \left(\frac{l}{l_o} \right) \quad (5.1)$$

où l désigne la longueur courante, l_o est la longueur initiale, et ε est la vraie déformation, appelée encore la déformation logarithmique. La mesure de contrainte conjuguée à ε est nommée la vraie contrainte³⁸ et est définie par:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (5.2)$$

où F est la force dans le matériau et A est la surface courante. La déformation nominale peut être décomposée de la façon suivante :

³⁸ Real stress.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{nom} &= \frac{l - l_o}{l_o} = \frac{l}{l_o} - \frac{l_o}{l_o} = \frac{l}{l_o} - 1 \\ \Rightarrow 1 + \varepsilon_{nom} &= 1 + \frac{l}{l_o} - 1 \\ \Rightarrow \ln(1 + \varepsilon_{nom}) &= \ln\left(\frac{l}{l_o}\right)\end{aligned}$$

D'où on peut tirer la relation entre la déformation logarithmique et la déformation nominale :

$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (5.3)$$

de plus, on suppose que dans un cas de chargement unidirectionnel, on a toujours :

$$l_o A_o = l A$$

où A est la surface courante et A_o est la surface originale. Cette dernière expression peut s'écrire sous la forme :

$$A = \frac{l_o}{l} A_o$$

En remplaçant A par sa valeur dans la formule définissant la vraie contrainte, on a :

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{F}{A_o} \frac{l}{l_o} = \sigma_{nom} \left(\frac{l}{l_o} \right)$$

avec $\frac{l}{l_o} = 1 + \varepsilon_{nom}$.

D'où on déduit la relation liant la contrainte vraie σ , la contrainte nominale σ_{nom} et la déformation nominale ε_{nom} :

$$\sigma = \sigma_{nom} (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (5.4)$$

La décomposition de la déformation totale en deux composantes, c.-à-d. plastique et élastique, peut être exprimée sous la forme traditionnelle :

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_t - \varepsilon_{el} = \varepsilon_t - \left(\frac{\sigma}{E_u} \right) \quad (5.5)$$

où

ε_{pl} est la vraie déformation plastique;

ε_t est la vraie déformation totale;

ε_{el} est la vraie déformation élastique;

σ est la vraie contrainte; et

E_u est le module d'élasticité de Young.

Ces paramètres sont définis dans le cas d'un chargement unidirectionnel. Dans un diagramme σ versus ε_{nom} , et dans des conditions non drainées, le module de Young peut être déterminé par la formule simple :

$E_u = 2G_u (1 + \nu) = 2 \times 819 \times 10^4 \text{ Pa} \times (1 + 0.5) = 2457 \times 10^4 \text{ Pa}$, et par suite, on a :

$$\varepsilon_{oy-nom} = \frac{\sigma_{oy}}{E_u} = \frac{182 \times 10^3 \text{ Pa}}{2457 \times 10^4 \text{ Pa}} = 0.0074074 \approx 0.74 \%$$

d'où la déformation logarithmique correspondante est légèrement différente :

$$\varepsilon_{oy} = \ln(1 + \varepsilon_{oy-nom}) = 0.0073801 \approx 0.738 \%$$

Donc dans un diagramme contraintes vraies (σ) versus déformations logarithmiques (ε), on a les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma = 24.7 \times \varepsilon & \text{pour } \varepsilon \leq \varepsilon_{oy} \\ \sigma = \sigma_{oy} & \text{pour } \varepsilon \geq \varepsilon_{oy} \\ E_u = \frac{\sigma_{oy}}{\varepsilon_{oy}} = 24.7 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{oy} = 0.007381 \\ \sigma_{oy} = 0.182 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Dans le diagramme contraintes vraies (σ) versus déformation plastique (ε_{pl}), on a :

$$\sigma = \sigma_{oy} = 182 \times 10^3 \text{ Pa} \quad \text{pour } \varepsilon_{pl} \geq 0$$

Le modèle de comportement élastoplastique non drainé de l'argile de Mascouche en chargement unidirectionnel est régi par les deux courbes : σ versus $\ln(1 + \varepsilon_{nom})$ et σ versus ε_{pl} , c.-à.-d. Figure 5-1 et Figure 5-2 respectivement.

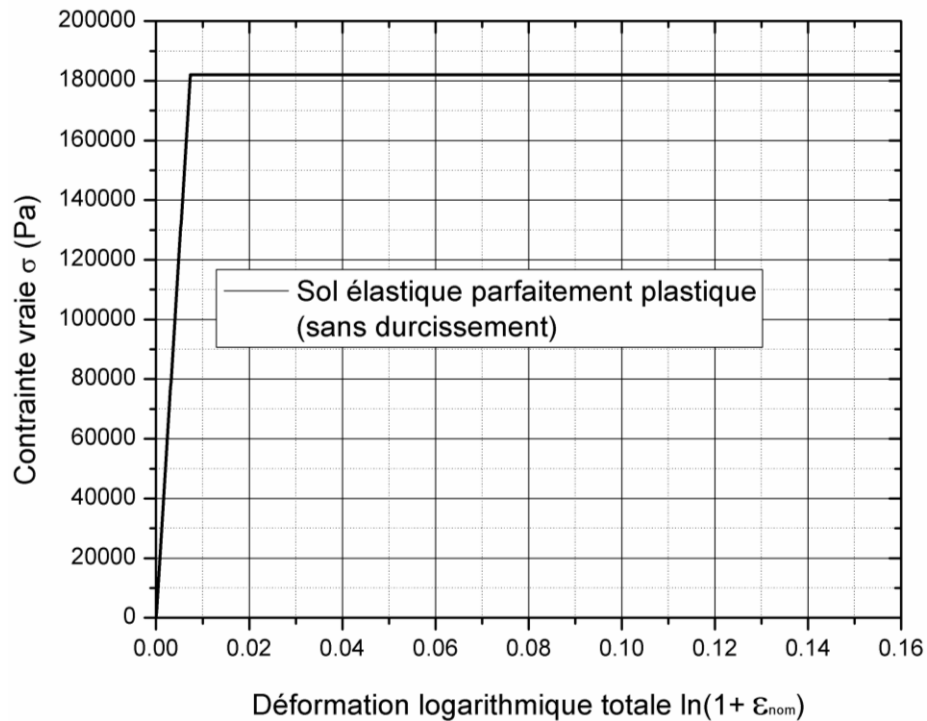


Figure 5-1: Vraie contrainte versus déformation logarithmique totale en chargement unidirectionnel de l'argile de Mascouche. Cas d'un sol élastique - parfaitement plastique en conditions non drainées.

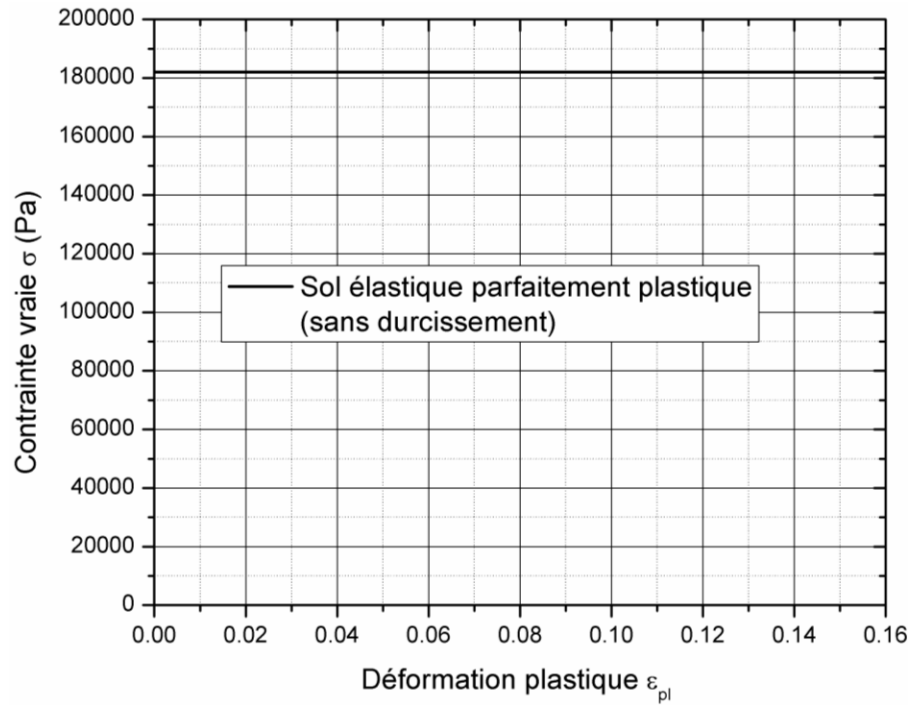


Figure 5-2 : Vraie contrainte versus déformation plastique en chargement unidirectionnel de l'argile de Mascouche. Cas d'un sol élastique - parfaitement plastique en conditions non drainées.

La surface d'écoulement plastique de von Mises est utilisée pour définir un écoulement plastique isotrope. Elle est définie dans ABAQUS par la courbe de la contrainte vraie d'écoulement plastique uniaxiale (σ_y) en fonction de la déformation plastique équivalente (ε_{pl}). Cette courbe peut être déduite d'un essai unidirectionnel dans lequel $\sigma_1 = \sigma_y$, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. Si le durcissement est omis, cette dernière courbe se réduit à un segment de droite horizontal ($\sigma_y = 182 \times 10^3$ Pa), ceci est dans un diagramme $\sigma_y - \varepsilon_{pl}$ (Figure 5-2). La résistance au cisaillement simple k est liée à cette contrainte par la relation :

$$\sigma_y = \sqrt{3} \times k \quad (5.6)$$

L'argile non drainée maintiendra un comportement élastique linéaire (donc réversible) pour l'état de contraintes à l'intérieur de la surface d'écoulement plastique de von Mises. Dans les simulations qui suivent, les données rentrantes ont été spécifiées dans des unités consistantes.

Dans notre cas, le système international (SI).a été favorisé et sera adopté pour toutes les simulations subséquentes.

Les propriétés mécaniques de l'argile de Mascouche (Tableau 5-1), sont les données rentrantes dans le cas des simulations Sim 5-1 jusqu'à Sim 5-10 à l'exception de la simulation Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) pour laquelle le module d'Young a été modifié.

Tableau 5-1 : Propriétés mécaniques de l'argile de Mascouche.

Module d'Young dans des conditions non drainées	$E_u = 24.7$ MPa
Densité massique	$\rho_u = 1590$ kg/m ³
Contrainte (statique) d'écoulement plastique	$\sigma_{oy} = 182 \times 10^3$ Pa
Accélération terrestre	$g = 9.81$ m/s ²

5.4 L'interaction cône-sol

Le comportement au niveau de l'interface est supposé être purement adhérent. La méthode de discrétisation de l'interaction (tenant compte du glissement fini), entre la sonde et le sol environnant est du type surface-à-surface³⁹ définie dans Abaqus/Standard. Dans ce cas la surface "maîtresse"⁴⁰ est celle de la surface extérieure du cône, tandis que la surface "esclave"⁴¹ est celle du trou pilote. Le comportement tangentiel au niveau de l'interface est régie par une formulation de contact de type "pénalisation"⁴².

³⁹ << Surface to surface >> dans le langage d'Abaqus

⁴⁰ << Master >> dans le langage d'Abaqus

⁴¹ << Slave >> dans le langage d'Abaqus

⁴² << Penalty >> dans le langage d'Abaqus

La contrainte de cisaillement tangentielle sur l'interface de contact argile-métal, τ_{inter} , détermine la valeur du frottement qui règne sur le fût du cône. Cette contrainte (τ_{inter}) appelée encore adhésion, est supposée être équivalente à une fraction de la résistance au cisaillement non drainé de l'argile, S_u , de telle façon à avoir :

$$\tau_{inter} = \Theta \times S_u \quad 0 \leq \Theta \leq 1$$

L'équation suggérée par l'American Petroleum Institute (1984) pour la détermination de Θ est la suivante :

$$\Theta = \begin{cases} 1 - \frac{S_u - 25}{90} & \text{pour } 25 \text{ kPa} < S_u < 70 \text{ kPa} \\ 1.0 & \text{pour } S_u \leq 25 \text{ kPa} \\ 0.5 & \text{pour } S_u \geq 70 \text{ kPa} \end{cases}$$

Dans le modèle de von Mises, la limite supérieure que peut atteindre τ_{inter} est la résistance au cisaillement non drainé (k notée encore $\bar{\tau}_{max}$), tel qu'on a l'ordre suivant : $\tau_{inter} \leq \bar{\tau}_{max} = k = S_u = \sigma_{oy} / \sqrt{3}$. Pour $\sigma_{oy} = 182 \text{ kPa}$, $\bar{\tau}_{max} = k = S_u = 105.077 \text{ kPa}$. Cette dernière valeur est supérieure à 70 kPa, et selon l'équation ci-dessus, on a $\Theta = 0.5$ et $\tau_{inter} = 52.538 \text{ kPa}$.

Cependant, l'équation de l'American Petroleum Institute ne peut être considérée d'une façon absolue, car le coefficient Θ dépend de l'état de surface latérale du cône, voir du polissage et de l'usure de cette surface. Le cône a été fabriqué à partir d'un acier inoxydable de haute résistance.

Il est à noter qu'aucun essai au laboratoire n'a été fait pour la détermination du coefficient Θ , car il a été décidé de mener une étude paramétrique tenant compte de la variation de Θ . La justification de ce dernier choix semble claire : La détermination de la résistance au cisaillement non drainé d'un sol avec l'ISCT doit être indépendante de Θ . Plus loin (c.-à.-d. aux paragraphes 5.6.5 : Effet de la variation de l'adhérence sur l'essai ISCT-1 et 6.3 : ISC-2 : Effet de la variation de l'adhérence sur les pressions totales mesurées et conclusion sur l'implantation des capteurs),

les résultats comparatifs montrent l'effet de la variation de Θ ; donc pour différents cas possibles du comportement de la contrainte tangentielle appliquée sur l'interface cône-sol.

Des simulations ont été effectuées avec des valeurs présélectionnées de Θ , notamment :

1- $\Theta = 0.0$, ceci correspond à un cas idéal d'une interface parfaitement lisse;

2- $\Theta = 0.25 \Rightarrow \tau_{inter} = 26269.3 \text{ Pa}$;

3- $\Theta = 0.35 \Rightarrow \tau_{inter} = 36776.9 \text{ Pa}$ et

4- $\Theta = 0.43 \Rightarrow \tau_{inter} = 45500 \text{ Pa}$, ceci est le cas d'une surface rugueuse du cône.

Ces dernières valeurs de τ_{inter} correspondent respectivement à 25%, 35%, 43 % de la résistance au cisaillement non drainé du sol ($k = \bar{\tau}_{max} = S_u$).

Dans les simulations subséquentes, pour pouvoir mobiliser la contrainte tangentielle d'adhérence limite, le coefficient de frottement adopté est choisi suffisamment grand pour avoir en tout temps $\tau_{inter} =$ contrainte de cisaillement tangentielle permmissible ou bien l'adhésion entre le sol et le cône $\Theta \bar{\tau}_{max}$ avec $0 < \Theta < 1$. L'angle de frottement coulombien δ sur cette interface est considéré nul.

5.5 Caractéristiques des simulations de l'ISCT-1

Dans ce chapitre, l'analyse par éléments finis (FEA) du processus de la pénétration profonde (PPP) du cône effilé a été menée. La vitesse de fonçage de la sonde dans un milieu non drainé est de 2 cm/s. Dans ce chapitre, le comportement du sol est indépendant du taux de déformation, la réponse du sol sous chargement statique et suite au fonçage uniforme et continu du cône est prédite en détail. Les profils des contraintes, des forces, et des déformations que le sol et le cône ont subies durant le PPP versus la profondeur totale de fonçage ont été déterminés.

Dans ce paragraphe, on décrit brièvement les caractéristiques des simulations réalisées dans le présent chapitre. Ces simulations prédisent le comportement non drainé de l'argile de

Mascouche en interaction avec le cône instrumenté numéro 1. La forme géométrique de ce cône est présentée plus loin.

Les simulations (c.-à.-d. Sim 5-1 jusqu'à Sim 5-10) des essais ISC réalisés avec le cône numéro 1, noté par la suite C-1, sont toutes modélisées avec le module Abaqus/Standard, et en utilisant une procédure statique. Le sol (ici, considéré comme pesant ou non pesant) est modélisé par un matériau élastique-parfaitement plastique, indépendant du taux de déformation⁴³, et régi par la plasticité de von Mises (écoulement plastique isotrope sans durcissement⁴⁴). Le rapport ($\Theta = \tau_{int} / \bar{\tau}_{max}$) de la contrainte tangentielle d'adhérence (τ_{int} appliquée sur l'interface rugueuse sol-cône) sur la contrainte de résistance au cisaillement non drainé $k = \bar{\tau}_{max} = S_u$ du sol est indiqué pour toutes les simulations.

Dans la liste suivante on trouve le numéro de la simulation, la nomenclature qui y est associée, et dans le cas échéant les propriétés particulières de cette simulation. Les notations suivantes ont été utilisées pour alléger le texte : C-1 pour le cône numéro 1; statique indique que la procédure statique a été utilisée (les forces d'inertie sont nulles); Mises implique que le modèle de plasticité de von Mises est utilisé; Θ est déjà défini, et pesant ou non pesant pour préciser si on tient compte ou non des forces de gravité appliquées sur le sol.

Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant)

Cette analyse utilise un maillage adaptatif basé sur une technique de rezonage intégrée dans Abaqus/Standard.

Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant)

Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant)

Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant)

Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant)

⁴³ Rate-independent

⁴⁴ Hardening

Cette simulation est déduite de la simulation Sim 5-5, Le seul paramètre modifié est le module d'Young du sol élastoplastique qui vaut ici 9100 kPa, le reste est inchangé.

Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant)

Sim 5-7 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant)

Sim 5-8 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant)

Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant)

Sim 5-10 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant, infini)

Dans cette simulation la frontière de rive est modélisée par des éléments infinis.

5.6 ISC-1 soumis à différentes contraintes d'adhérence dans le cas d'un sol pesant

5.6.1 ISCT-1 avec une adhérence supérieure

Ce paragraphe explique en détail la simulation du cône effile instrumenté numéro 1 (c.-à.-d. Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) dans un milieu pesant de type Mises, et avec une adhérence supérieure (c.-à.-d. $\Theta = 0.43$). Les données sortantes d'intérêt seront exposées au sous paragraphe 5.6.1.4.

5.6.1.1 Conditions de modélisation

À cause de la nature axisymétrique du problème étudié, le modèle tridimensionnel est traité comme un cas bidimensionnel. Dans la phase du forage du trou pilote, on néglige le remaniement induit qui est dû principalement à la pénétration et au retrait de l'échantillonneur. La perturbation des contraintes et des déformations réelles suite à une opération d'échantillonnage ne peut être facilement quantifiable. En effet, il est certain que le passage de l'échantillonneur dans le sol induit une zone plastique axisymétrique dont l'étendue et les dimensions ne sont pas analytiquement calculables. Cette zone est créée par la surface de cisaillement cylindrique et verticale imposée au sol par l'échantillonneur.

5.6.1.2 La procédure de résolution

La présente analyse simule la pénétration profonde de la sonde numéro 1 en utilisant la solution cartographique⁴⁵ intégrée dans Abaqus/Standard.

Dans une analyse tenant compte de la non-linéarité géométrique, des déformations excessives induisent une grande distorsion des éléments. Dans ce dernier cas, le maillage ne peut plus présenter une bonne discrétisation du problème étudié. Pour corriger cette situation, on procède à mapper la solution⁴⁶ sur un nouveau maillage qui est mieux conçu pour continuer l'analyse.

Dans la simulation présente, la procédure consiste à surveiller l'évolution de la distorsion des éléments du maillage en observant le maillage déformé, et de décider quand il faut mapper la solution sur un nouveau maillage approprié. Quand la distorsion du maillage devient très sévère, il est nécessaire de créer un nouveau maillage. Ce dernier est généré en utilisant les options de génération dans Abaqus/CAE. La géométrie courante du modèle peut être extraite des données dans la base des données sortantes. Une fois qu'un nouveau maillage est défini, l'analyse continue en commençant un nouveau problème utilisant la solution de l'ancien maillage sur le point de cartographie comme conditions initiales. Ceci est réalisé en se servant de l'option *MAP SOLUTION tout en spécifiant le numéro de l'étape⁴⁷ et le numéro de l'incrément pour lesquels la solution doit être lue de l'étape précédente. Abaqus/Standard va interpoler la solution de l'ancien maillage sur le nouveau maillage pour commencer un nouveau problème. Cette technique déjà décrite est générale. Par exemple, le nouveau maillage peut être plus dense dans les régions où les gradients de déformation sont plus élevés et moins dense dans les régions de faibles gradients de déformation (c.-à-d. mouvement du matériau quasi rigide). Donc, il n'y a pas de restriction que le nombre des éléments soit le même ou dont les types des éléments conviennent entre l'ancien et le(s) nouveau(x) maillage(s). Dans la simulation présente pour

⁴⁵ <<Solution mapping>> dans le langage d'Abaqus.

⁴⁶ Map the solution

⁴⁷ Step number

pouvoir obtenir la solution complète, c.-à-d. jusqu'une profondeur de neuf mètres, il a été trouvé qu'un seul remaillage été suffisant. Durant une analyse, la fréquence du remaillage manuel dépend directement de la distorsion des éléments. Dans le cas de la simulation présente, la génération d'un nouveau maillage unique s'avère suffisante. Par contre, si la distorsion des éléments devient plus intense, plusieurs remaillages successifs seront nécessaires pour compléter la simulation de la pénétration jusqu'au fond du trou pilote.

Dans le cadre des simulations présentes, on peut noter que la distorsion des éléments devient plus sévère quand la profondeur du trou pilote augmente au delà de neuf mètres et/ou l'angle d'effilement du cône devient bien supérieur à deux degrés.

5.6.1.3 Le modèle d'Abaqus/Standard

5.6.1.3.1 *Le modèle géométrique*

La géométrie de l'ISC-1 ayant un angle d'effilement de deux degrés est représentée à la Figure 5-3, et figure dans l'article de Silvestri et Abou-Samra (2008). À cause de la nature axisymétrique du problème étudié, le modèle tridimensionnel est traité comme un cas bidimensionnel axisymétrique.

Pour des raisons numériques, la surface latérale de la partie tronquée frontale du cône a été arrondie pour obtenir une surface sans bordure aiguë, et dépourvue de pointes. Cette modification est jugée nécessaire pour limiter les déformations excessives qui se produisent surtout sur les pointes. Ces pointes sont à l'origine des problèmes de singularité et peuvent éventuellement causer la divergence de la solution. Le même stratagème a été appliqué pour la partie arrière du cône. La géométrie modifiée de cône-1 utilisée dans la simulation est représentée à la Figure 5-4.

Pour établir le contact à l'interface cône-argile, on suppose qu'initialement (c.-à-d., au repos, avant le commencement du fonçage, avant l'application des charges de la gravité, immédiatement suite au forage du trou pilote, et pour $t = 0s.$), la sonde est préinstallée au niveau de la surface du sol encaissant dans une cavité préformée sans remaniement du sol, sans induction de contraintes initiales, et suite à l'exécution du trou pilote (Figure 5-5 et Figure 5-6). Un agrandissement de l'assemblage cône-sol à l'état initial est montré à la Figure 5-7.

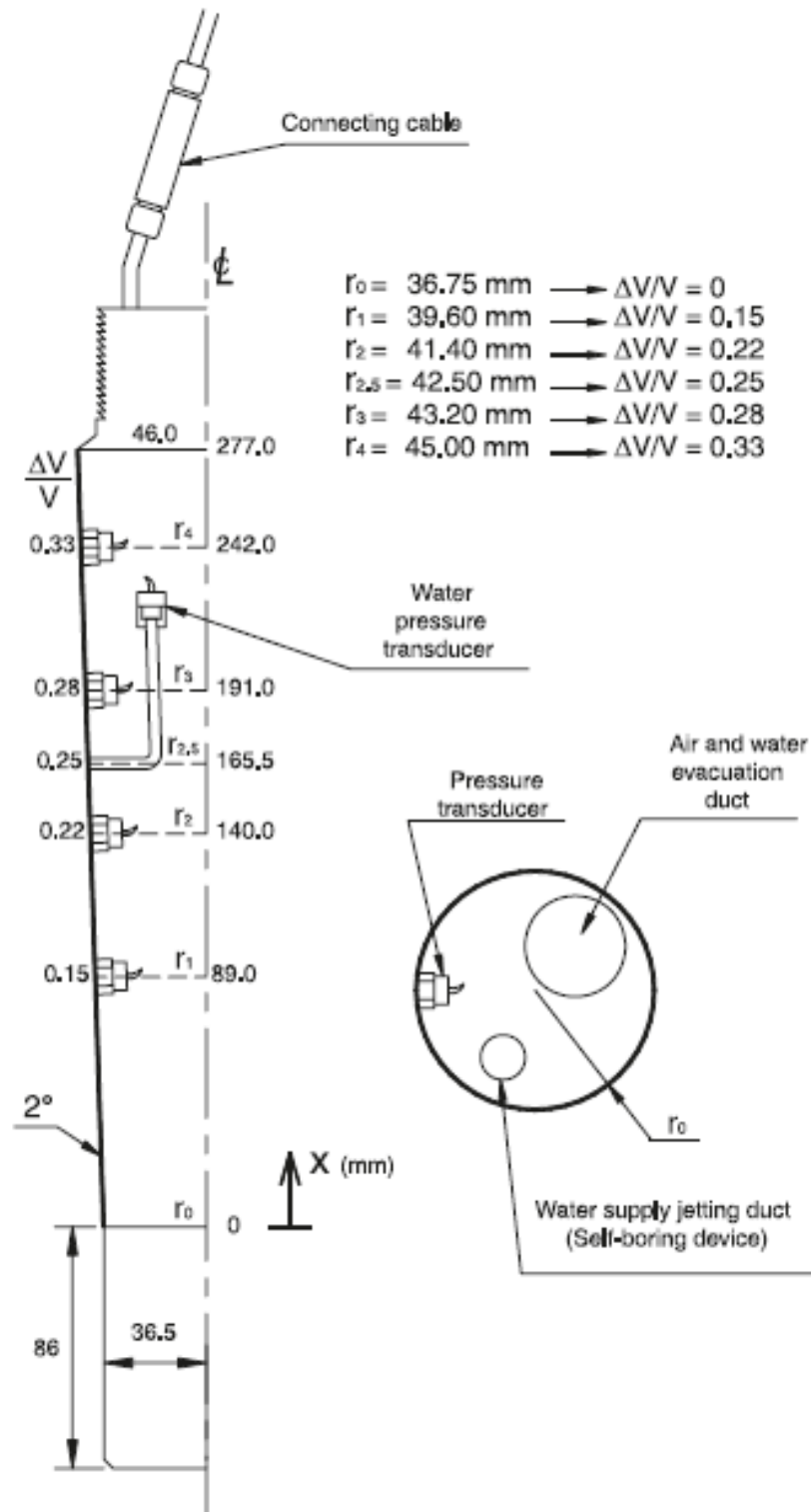


Figure 5-3 : Cône effilé instrumenté numéro 1 : r_0 , r_1 , r_2 , r_3 et r_4 désignent les rayons du forage; la distance de la pointe du cône au centre du capteur de pression est mesurée par x ; $\Delta V/V$ est la déformation volumique courante (Adaptée de Longtin 2003).

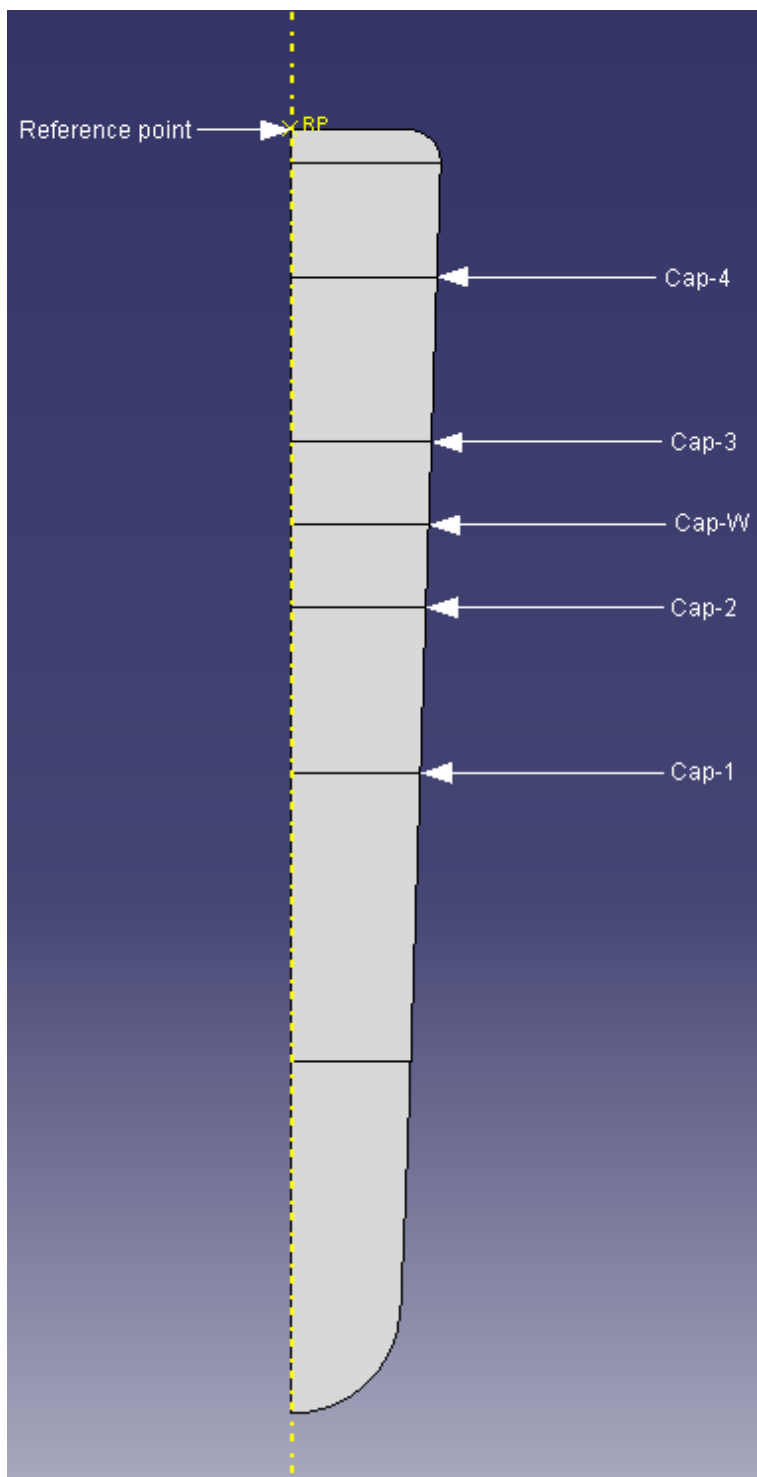


Figure 5-4 : Section verticale axisymétrique montrant la modélisation géométrique du cône numéro 1 avec la distribution des capteurs. Cap-1, Cap-2, Cap-3, et Cap-4 désignent respectivement les quatre capteurs de pressions totales. Cap-W désigne le capteur des pressions interstitielles.

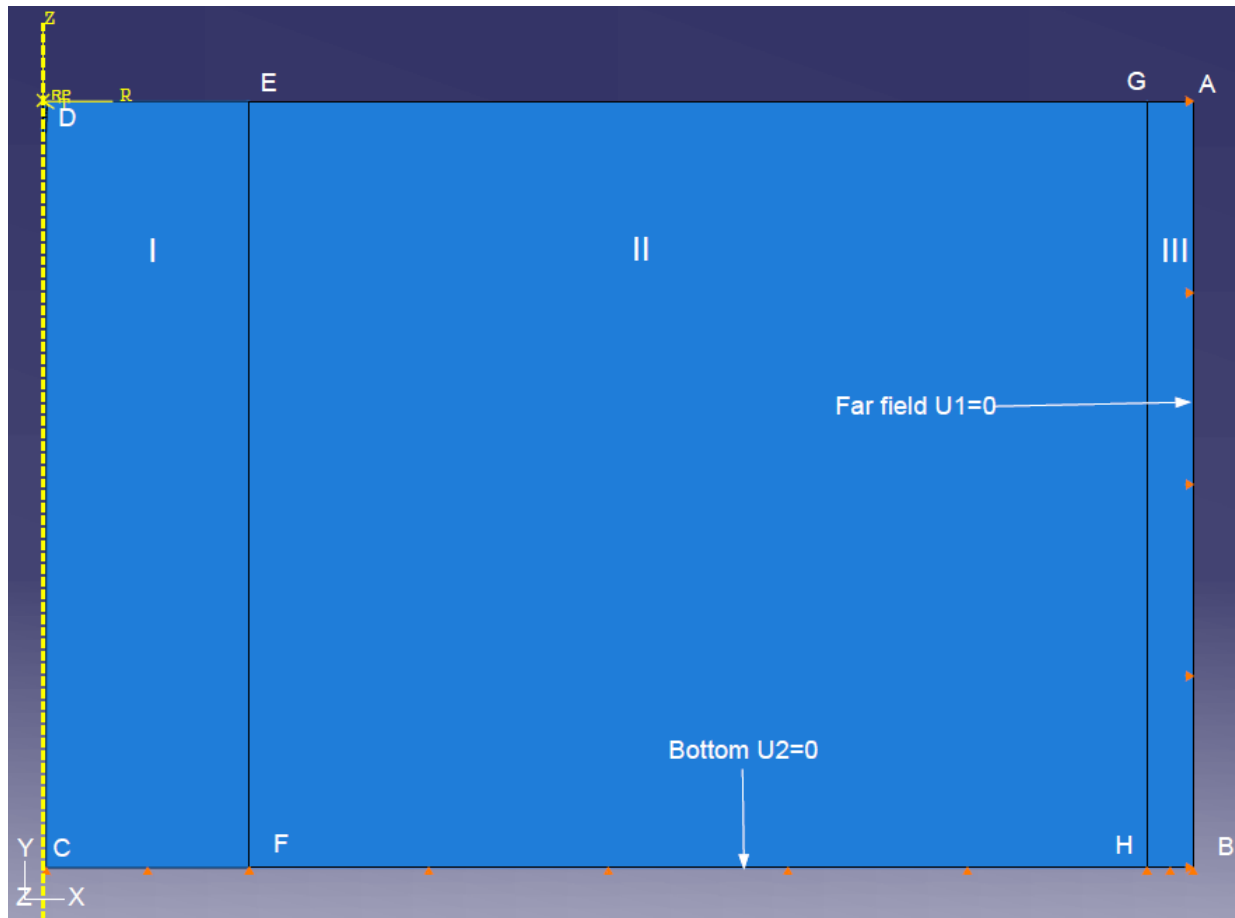


Figure 5-5 : ISC-1 préinstallé au niveau de la surface du sol, et partition du sol avec les conditions aux frontières, à l'état initial.

Dans le demi-profil axisymétrique de la Figure 5-5, la profondeur et le rayon du trou pilote préforé (r_0) sont respectivement 9 m et 36.75×10^{-3} m. Plusieurs essais ont été réalisés dans le but d'estimer le rayon d'influence du trou pilote dans le milieu argileux (c.-à.-d. au-delà de ce rayon les contraintes restent quasi-constante et les éléments sont peu influencés par le processus de pénétration de la sonde. Il a été remarqué qu'un rayon d'influence R égale à 1.5 fois la profondeur du sol (ou du trou pilote dans ce cas) semblait suffisant pour simuler l'infini qui est représenté par l'arête AB dans la Figure 5-5. Conséquemment, on a modélisé le sol qui s'étend à l'infini par une surface cylindrique, verticale, axisymétrique, et ayant un rayon $R=13.5$ m. La justification des dimensions choisies pour le sol, pour pouvoir simuler son extension vers l'infini est expliquée au sous paragraphe 5.7.2.2.

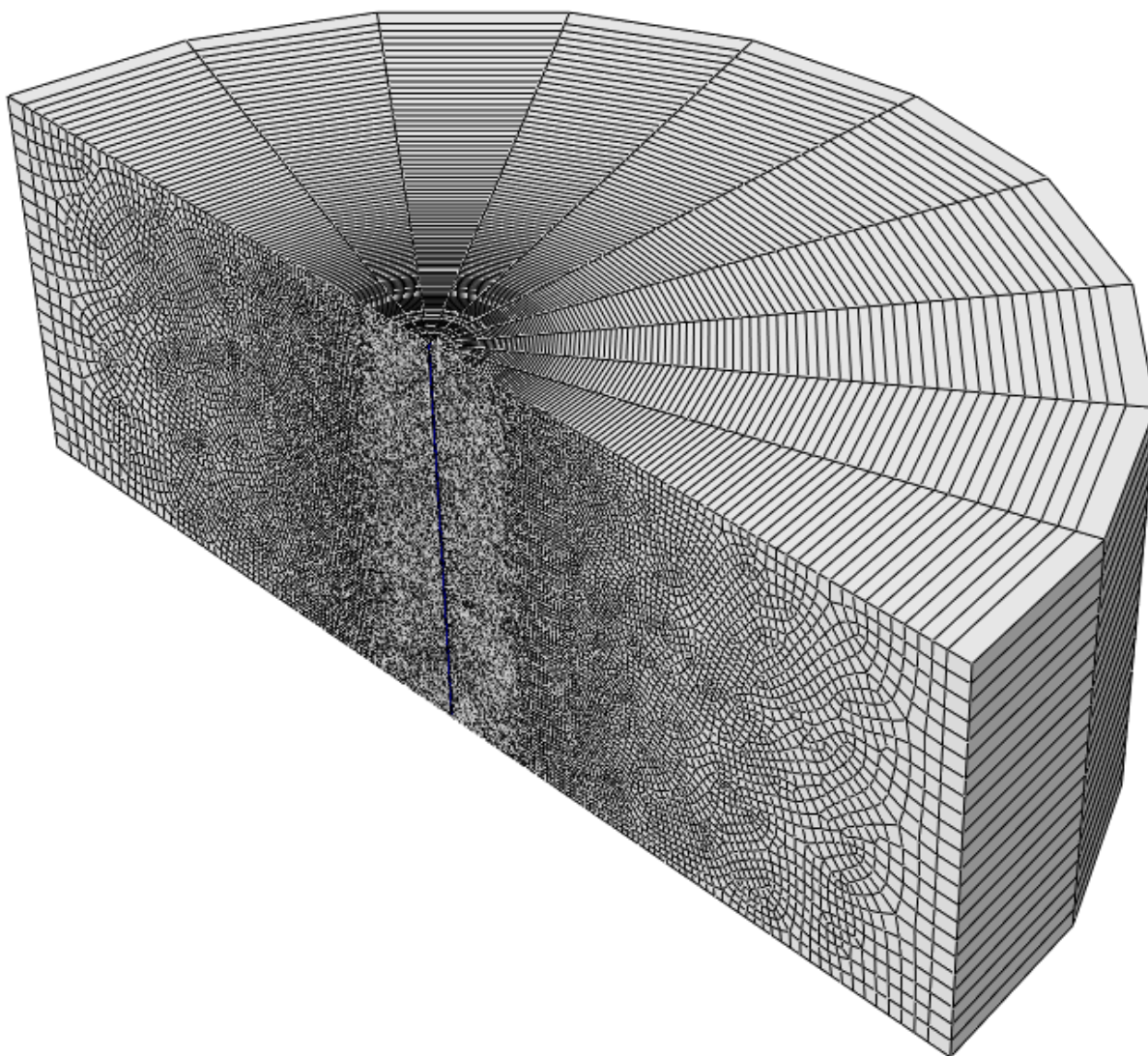


Figure 5-6 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, de la sonde maillée et préinstallée au niveau de la surface du sol maillé.

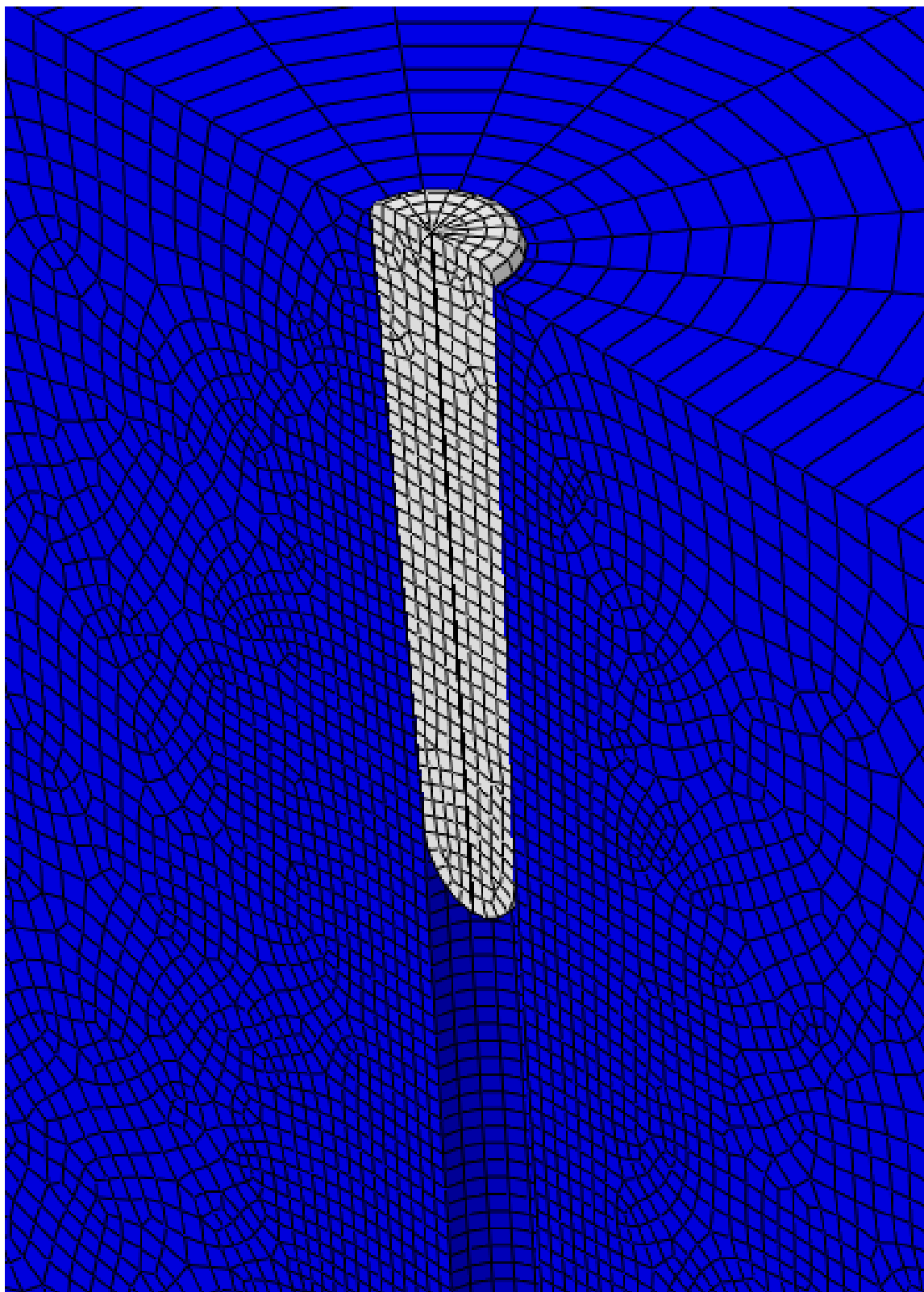


Figure 5-7 : Agrandissement de l'assemblage cône-sol à l'état initial.

5.6.1.3.2 *L'étape de la solution*

La procédure statique générale peut être utilisée chaque fois que les forces d'inertie sont jugées négligeables. Cette procédure intégrée dans Abaqus/Standard peut être linéaire ou non linéaire. Elle ignore les effets du fluage⁴⁸, du gonflement⁴⁹, et de la viscoplasticité ; mais peut tenir compte de la plasticité dépendant du taux de déformation⁵⁰. Cette procédure basée sur une analyse statique contrainte/déplacement est utilisée pour étudier le fonçage du cône à partir de sa position d'installation initiale jusqu'au fond du trou pilote.

La simulation Sim 5-1 est effectuée en une seule étape⁵¹ (étape de fonçage) utilisant une procédure statique générale⁵² intégrée dans Abaqus/Standard. Dans cette étape qui dure 450 secondes, l'incrément automatique a été utilisé. L'analyse complète consiste à avancer le cône de sa position initiale, jusqu'à la fin du trou pilote.

5.6.1.3.3 *Déplacements et conditions aux frontières imposés - charges appliquées*

À l'étape initiale (c.-à-d. instant initial, $t = 0s$), le cône et le sol sont au repos avec un champ de vitesse initiale nulle appliqué au modèle complet. Les conditions aux frontières du modèle axisymétrique peuvent être résumées comme suit :

- Les nœuds appartenant à la surface simulant l'infini (c.-à-d. l'arête AB = Far field dans la Figure 5-5) sont restreints vis-à-vis le déplacement horizontal ($U1 = 0$). Cette condition est définie à l'étape initiale et est maintenue dans l'étape de fonçage ;

⁴⁸ Creep

⁴⁹ Swelling

⁵⁰ Rate-dependent plasticity

⁵¹ <<Step>> dans le langage d'Abaqus

⁵² << Static, General>>

- Les nœuds appartenant à la surface formant le fond du sol (l'arête Bottom dans la Figure 5-5), sont restreints vis-à-vis au déplacement vertical ($U_2=0$). Cette condition est encore définie à l'étape initiale et est maintenue dans l'étape de fonçage ;
- Dans l'étape de fonçage, on impose au cône (soumis à son poids propre) une vitesse verticale, uniforme et instantanée ($V_2 = -0.02 \text{ m/s}$) appliquée à son point de référence, RP (les autres degrés de liberté sont restreints, c.-à.-d. $V_1 = V_{R3} = 0$). Une autre façon de simuler la pénétration de la sonde consiste à imposer au point RP déplacement vertical défini avec une amplitude constante. Pour la présente simulation, le champ de vitesse a été choisi pour modéliser la pénétration de la sonde.

Il est à noter que la procédure statique générale est insensible à la vitesse de fonçage du pénétromètre. Ceci veut dire que dès que cette procédure est employée, la solution du problème serait unique quelque soit la vitesse de fonçage imposée. Ceci est vrai dans le cas d'un matériau dont le comportement est indépendant du taux de déformation, comme celui considéré dans cette simulation. Dans ce dernier cas, l'énergie cinétique du système sera nulle en tout temps.

Dans l'étape de fonçage, les charges de gravité sont appliquées graduellement sur l'ensemble (sol et sonde) selon la courbe d'amplitude "gravité" définie à la Figure 5-8.

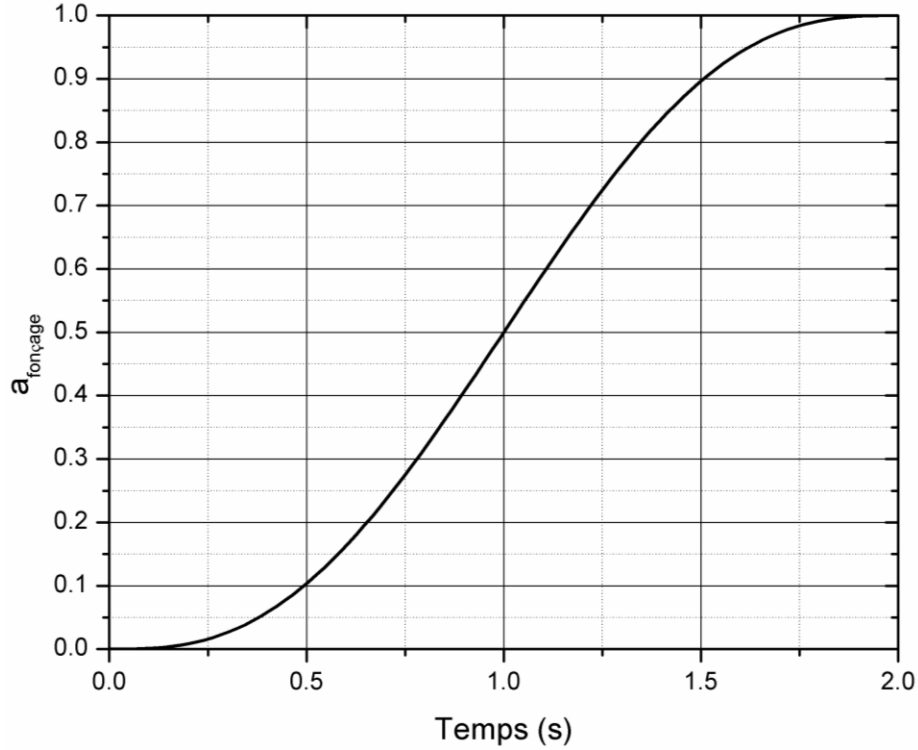


Figure 5-8 : Courbe d'amplitude des charges de gravité appliquées simultanément sur la sonde et le sol.

La fonction d'application de la charge de gravité sur l'assemblage cône-sonde est la suivante :

$$\left. \begin{array}{l} t_0 = 0s, A_0 = 0 \\ t_1 = 2s, A_1 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \xi = \frac{t - t_i}{t_{i+1} - t_i} = 0.5 \times t, \text{ d'où :}$$

$$\begin{cases} a = A_0 = 0 \text{ pour } t = t_0 = 0s \\ a = A_0 + (A_1 - A_0) \xi^3 (10 - 15\xi + 6\xi^2) = 1.25t^3 - 0.9375t^4 + 0.1875t^5 \text{ pour } t_0 \leq t \leq t_1 \\ a = A_1 = 1 \text{ pour } t \geq t_1 \end{cases}$$

Cette courbe est marquée par les points remarquables suivants : 1) Pour $t_0 = 0s$, la charge de gravité est omise; 2) Pour $0 \leq t \leq 2s$, la charge de gravité est appliquée selon la courbe d'amplitude décrite à la Figure 5-8; 3) Pour $t_1 \geq 2s$, la totalité de la charge est appliquée à

l'ensemble du sol et de la sonde. D'autre part, dans l'étape de fonçage, le sol sera soumis instantanément aux déformations causées par le passage du cône.

5.6.1.3.4 Techniques de maillage, type d'éléments, et densité de maillage

L'analyse de la pénétration non drainée dans le sol se fait à volume constant. Il est bien connu que cette analyse est généralement liée à des problèmes de blocage, qui dans certains cas peuvent être évités en utilisant une intégration réduite ou bien en utilisant des éléments d'ordre supérieur.

Raffinement du maillage : Le sol entier a été maillé avec un seul type d'élément, c.-à.-d. CAX4R intégré dans ABAQUS. C'est un élément qui a : la forme géométrique d'un quadrilatère à quatre nœuds, un ordre géométrique linéaire, et une intégration réduite. Le maillage a été construit graduellement pour les trois partitions géométriques (I, II, et III tel qu'indiqué à la Figure 5-5). Ce maillage représenté à la Figure 5-9 a été retenu parmi plusieurs autres. La stratégie de maillage est la suivante : La concentration des contraintes est plus importante à proximité de la surface du trou pilote (c.-à.-d. où les gradients sont plus élevés), qui est en interaction directe avec le cône passant. C'est au voisinage direct de l'interface cône-sol que la zone plastique va se développer. Puisque les déformations au voisinage de cette interface sont excessives, et les éléments subissent une grande distorsion, voir un gauchissement, la longueur caractéristique des éléments formant le trou pilote (ligne CD de la Figure 5-5) a été limitée approximativement à 10^{-3} m. Sur l'arête EF (Figure 5-5) séparant les régions I et II, cette longueur a été augmentée jusqu'à 0.1 m, tandis que les côtés des éléments situés sur l'arête GH et l'arête de rive AB simulant l'infini (Figure 5-5) ont une longueur approximative de 0.4 m.

La région I subit l'effet immédiat et direct du passage du cône, c'est au voisinage de l'interface qu'on trouve les gradients les plus élevés ; c'est la raison pour laquelle on y retrouve la densité de maillage la plus élevée. La région II est moins dense que la région I puisqu'elle ressent moins le passage du cône, donc la déformation des éléments est moins importante que dans la zone I. La région III est la moins dense, car elle simule le champ éloigné (c.-à.-d. le Far field dans la Figure 5-5). Dans cette dernière région, le sol est peu influencé par la pénétration profonde.

Les régions I, II ont été maillées avec la technique de maillage libre⁵³, tandis que la région III a été discrétisée avec un maillage structuré⁵⁴. Le contrôle du maillage et de la densité qui y est associée pour chaque région sont détaillés au Tableau 5-2.

Le maillage présenté à la Figure 5-9 a été sélectionné parmi plusieurs autres, car un maillage dense où les dimensions des éléments sont réduites mène à une bonne précision des résultats, malgré que la durée des calculs sera considérable. Il est à noter que toutes les simulations dans cette thèse ont été effectuées en double précision et en utilisant le calcul en parallèle.

Tableau 5-2 : Contrôle du maillage initial du sol; nombre des éléments et des nœuds.

Région	Contrôle du maillage	Nombre total des éléments de type CAX4R ⁵⁵	Nombre total des nœuds
I	Libre	65482	66039
II	Libre	4181	4298
III	Structuré	22	46
Sol complet		69685	70269

⁵³ Free mesh method

⁵⁴ Structured mesh

⁵⁵ Élément quadrilatérale linéaire

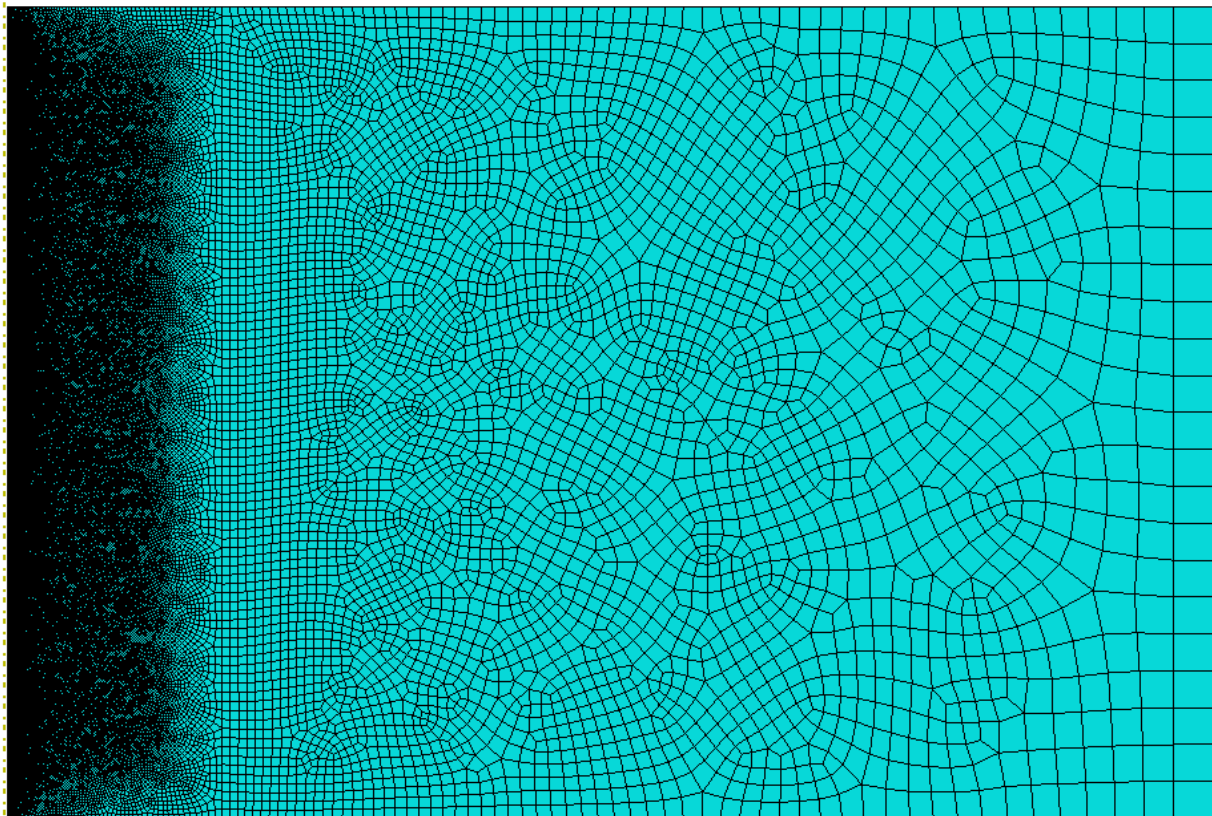


Figure 5-9 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, du maillage du sol.

5.6.1.3.5 Continuation de l'analyse avec un nouveau maillage

La simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) n'a pas pu être exécutée jusqu'à la fin et la solution complète (jusqu'à neuf mètres) du modèle d'Abaqus/Standard n'a pu être obtenue. Ceci est principalement dû à la distorsion excessive des éléments discrétisant le sol et situés surtout au voisinage de l'interface de contact. Cette situation qui correspond à la fin prématurée de cette étape, survient au temps $t = 407.6\text{s}$, pour l'incrément 5205, et pour une profondeur de fonçage de 8.152 m (ce n'est autre que le déplacement vertical du point de référence du cône).

Pour compléter l'analyse, un nouveau maillage est construit manuellement tel qu'expliqué à la sous-section 5.6.1.2. Au lieu de continuer l'analyse à partir de la profondeur de 8.152 m, il a été décidé de continuer l'analyse à partir d'une profondeur de fonçage bien plus petite. Ce choix a

été éclairé par le fait qu'on a toujours intérêt à cartographier les valeurs des contraintes qui règnent dans un maillage qui n'a pas subi encore des déformations excessives.

Du fait que la distorsion des éléments devient plus importante pour les profondeurs de fonçages plus grandes (donc, dans ce cas elle est maximale pour 8.152m), on a débuté la nouvelle analyse à partir de l'incrément 2670 et du temps $t = 249.5$ s (ce qui correspond à une profondeur de fonçage de 4.988m) de l'étape de fonçage.

Il est important de noter que la géométrie du sol déformé correspondant au temps $t = 249.5$ s a été générée en utilisant un script écrit avec le langage de programmation python; elle ne peut être obtenue directement par Abaqus. C'est cette géométrie qui sera maillée manuellement et servira à la continuation de l'analyse. La même remarque peut être notée pour la sonde sauf que la géométrie de cette dernière sera inchangée (car elle a été considérée être un corps rigide), cependant elle subit une translation verticale de 4.988m.

Les données sortantes (c.-à.-d. contraintes obtenues à partir du maillage initial) correspondant à une profondeur de fonçage de 4.988m ont été cartographiées sur le nouveau maillage. L'analyse se poursuit (avec le nouveau maillage) maintenant avec un état de contraintes initial qui est le même que celui qui régnait dans le milieu pour l'incrément 2670 et le temps $t = 249.5$ s de l'analyse précédente (maillage initial).

La nouvelle analyse avec le nouveau maillage dans laquelle l'incrément automatique a été utilisée, est effectuée en une seule étape (c.-à.-d. continuation du fonçage) qui dure 200 secondes. Cette analyse utilisant une procédure statique générale a été employée avec le nouveau modèle.

Dans l'étape de la continuation du fonçage, les déplacements et conditions aux frontières imposés, ainsi que les charges appliquées sont identiques à ceux mentionnés dans 5.6.1.3.3. Durant cette étape, le cône sera avancé de sa position d'installation initiale (c.-à.-d. à la profondeur de 4.988m et au temps $t = 0$ s) jusqu'à la fin du trou pilote (c.-à.-d. à la profondeur de 9m). Les charges de gravité sont appliquées graduellement sur l'ensemble (sol et sonde) selon

la courbe d'amplitude "gravité-2" définie à la Figure 5-10. La fonction d'application de la charge de gravité sur l'assemblage cône-sonde est la suivante :

$$\left. \begin{array}{l} t_0 = 0s, A_0 = 0 \\ t_1 = 0.1s, A_1 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \xi = \frac{t - t_i}{t_{i+1} - t_i} = 10 \times t, \text{ d'où :}$$

$$\begin{cases} a = A_0 = 0 \text{ pour } t = t_0 = 0s \\ a = A_0 + (A_1 - A_0) \xi^3 (10 - 15\xi + 6\xi^2) = 10^4 t^3 - 15 \times 10^4 t^4 + 6 \times 10^5 t^5 \text{ pour } t_0 \leq t \leq t_1 \\ a = A_1 = 1 \text{ pour } t \geq t_1 \end{cases}$$

Cette courbe est marquée par les points remarquables suivants : 1) Pour $t_0 = 0s$, la charge de gravité est omise; 2) Pour $0 \leq t \leq 0.1s$, la charge de gravité est appliquée selon la courbe d'amplitude décrite à la Figure 5-10; 3) Pour $t_1 \geq 0.1s$, la totalité de la charge est appliquée à l'ensemble du sol et de la sonde.

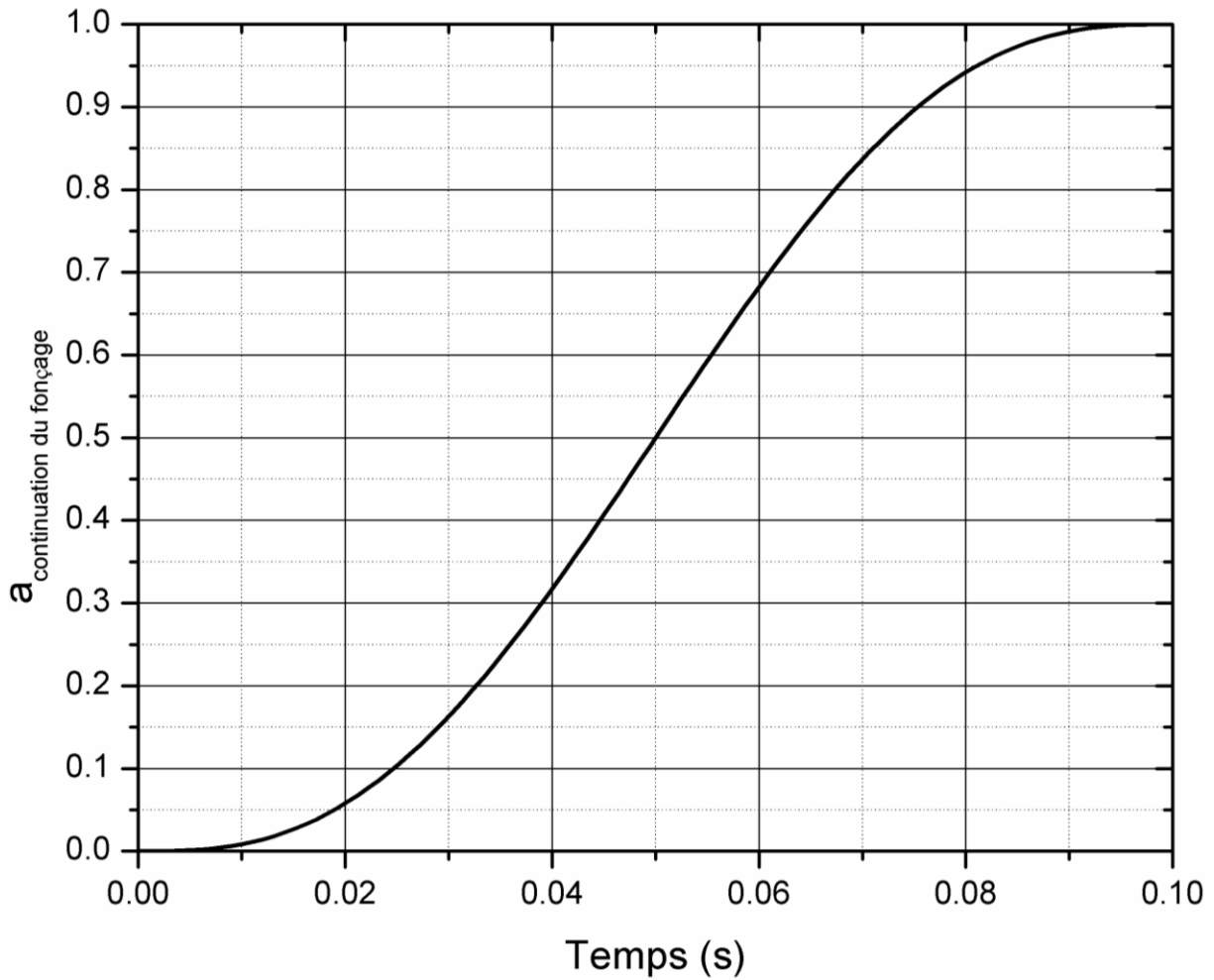


Figure 5-10 : Courbe d'amplitude des charges de gravité appliquées simultanément sur la sonde et le sol. Cas du nouveau maillage.

5.6.1.3.5.1 Techniques de maillage, type d'éléments, et densité de maillage

Tout comme pour le maillage initial, le nouveau maillage a été construit graduellement pour les trois partitions géométriques (notées par régions i, ii, et iii) qui définissent la géométrie du sol à l'état initial, tel qu'indiqué à la Figure 5-11. Ici, on a maillé le sol entier avec le même élément CAX4R utilisé dans 5.6.1.3.4. Le maillage du sol à l'état initial est représenté à la Figure 5-12. La longueur des côtés des éléments formants le trou pilote (ligne cd de la Figure 5-11) a été limitée approximativement à 10^{-3} m. Sur l'arête ef (Figure 5-11) séparant les régions i et ii, cette

longueur a été augmentée jusqu'à 0.1 m, tandis que les côtés des éléments situés sur l'arête de rive ab simulant l'infini (Figure 5-11) ont une longueur approximative de 0.4 m.

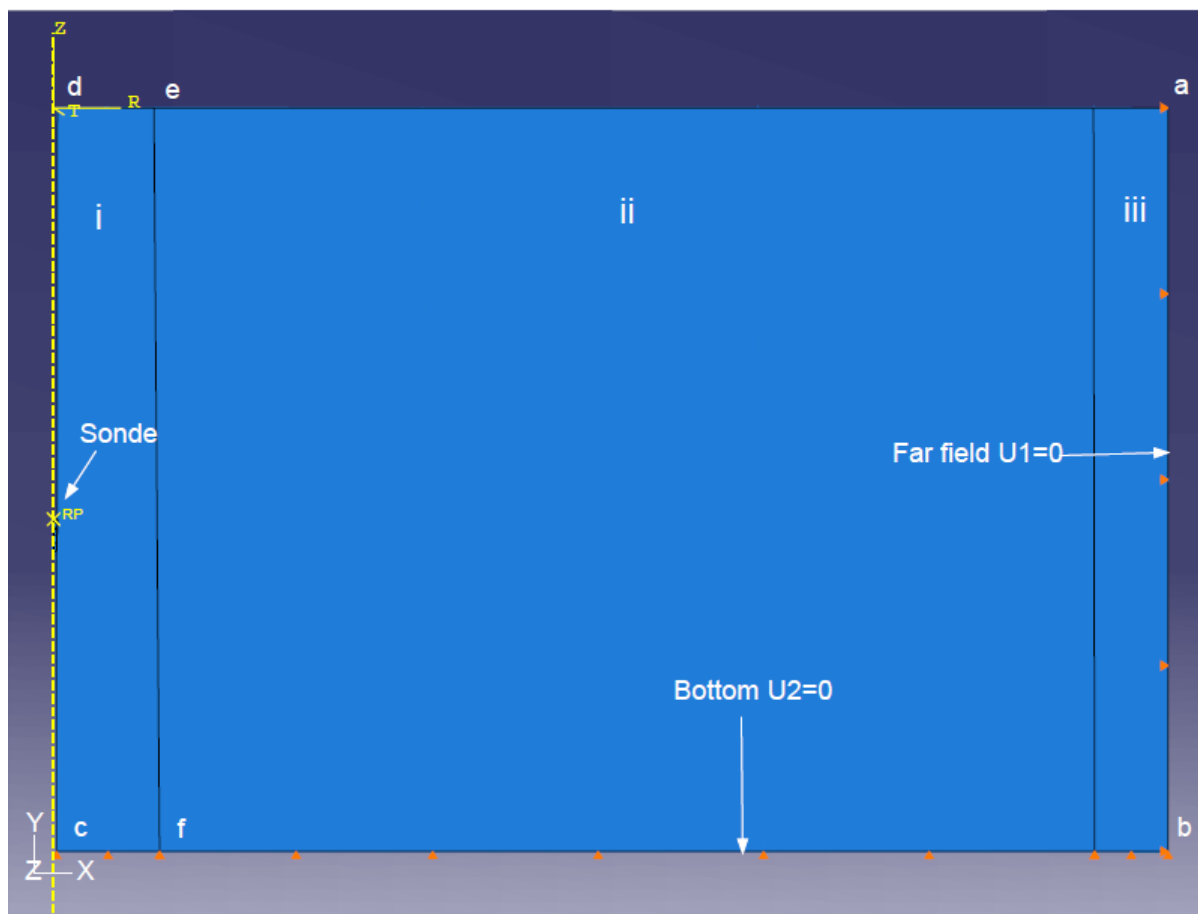


Figure 5-11 : Représentation axisymétrique avec les conditions aux frontières, à l'état initial, de la sonde préinstallée à une profondeur de 5 m. Cas du nouveau maillage.

Les régions i et ii ont été maillées avec la technique de maillage libre, tandis que la région iii a été discrétisée avec un maillage structuré. Dans le cas du nouveau maillage, le contrôle du maillage, la densité des éléments, le nombre des nœuds, du sol à l'état initial sont les mêmes qu'au paragraphe 5.6.1.3.4.

La construction du nouveau maillage est présentée à la Figure 5-12, tandis qu'un agrandissement de la l'assemblage cône-sol à l'état initial (cas du nouveau maillage) est montré à la Figure 5-13.

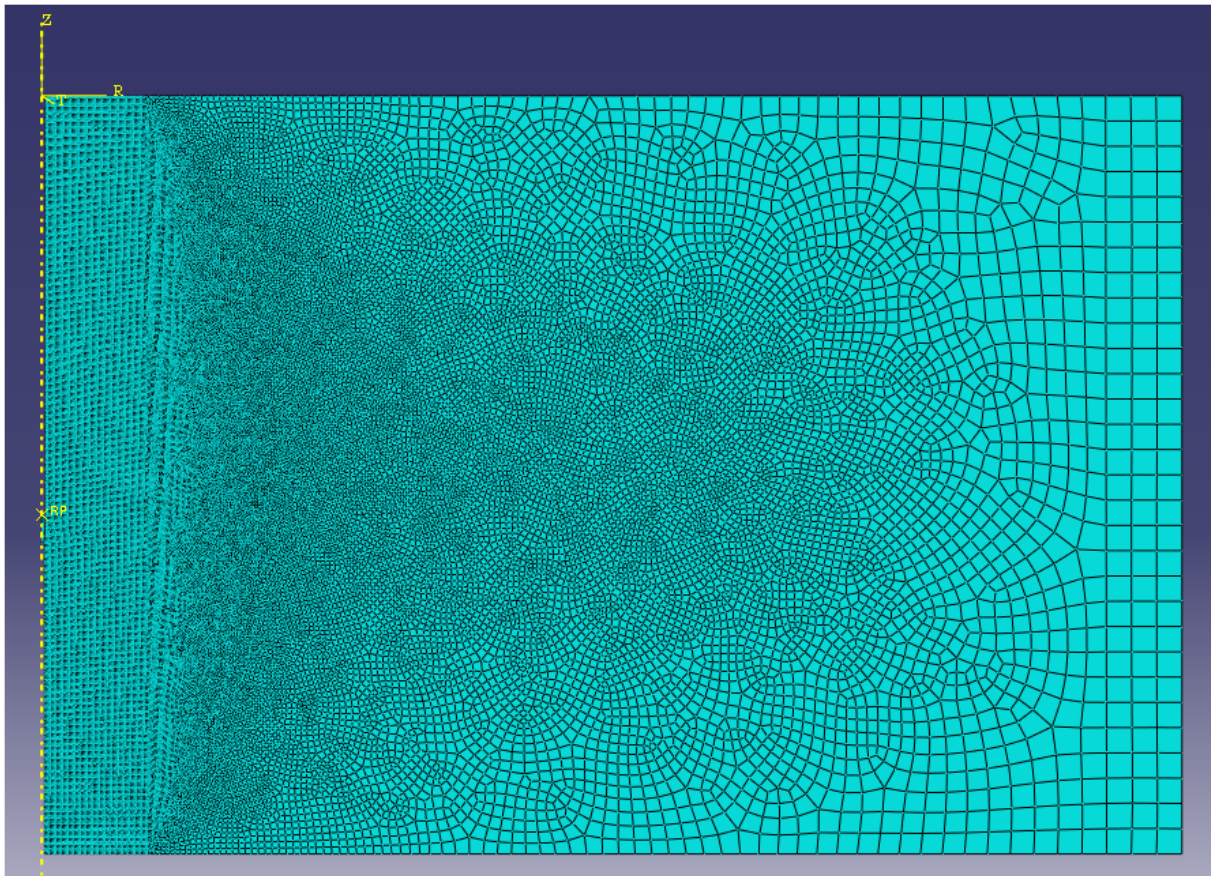


Figure 5-12 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, du maillage du sol. Cas du nouveau maillage.

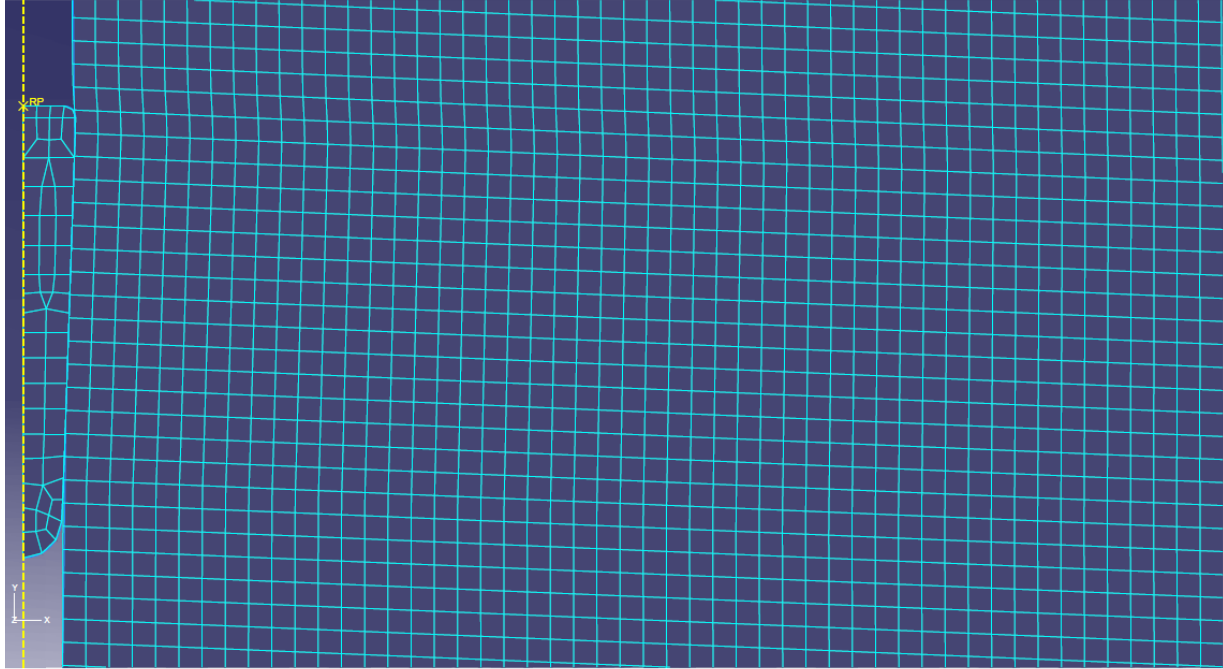


Figure 5-13 : Installation initiale de la sonde à une profondeur de $4.988m$. Cas du nouveau maillage.

5.6.1.4 Résultat de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

5.6.1.4.1 Contraintes et déformations équivalentes

La contrainte équivalente ou effective (σ_e) est définie par :

$$\begin{aligned}
 \sigma_e &= \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]^{\frac{1}{2}} \\
 &= \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{oct} \\
 &= \sqrt{3J_2}
 \end{aligned} \tag{5.7}$$

et l'incrément de déformation plastique équivalente est défini par :

$$\begin{aligned}
d\varepsilon_p &= \frac{\sqrt{2}}{3} \left[\left(d\varepsilon_x^p - d\varepsilon_y^p \right)^2 + \left(d\varepsilon_y^p - d\varepsilon_z^p \right)^2 + \left(d\varepsilon_z^p - d\varepsilon_x^p \right)^2 + 6 \left(d\varepsilon_{xy}^p \right)^2 + 6 \left(d\varepsilon_{yz}^p \right)^2 + 6 \left(d\varepsilon_{zx}^p \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \\
&= \sqrt{2} d\gamma_0^p
\end{aligned}
\tag{5.8}$$

où :

- σ_x , σ_y , et σ_z sont les contraintes (non principales), respectivement dans les sens des axes x, y, et z;
- τ_{xy} , τ_{yz} , et τ_{zx} sont les contraintes de cisaillement, respectivement dans les plans xy, yz, et zx;
- τ_{oct} est la contrainte de cisaillement octaédrale;
- J_2 est le deuxième invariant du tenseur déviateur. Il est exprimé en fonction des contraintes sous la forme suivante :

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[\left(\sigma_x - \sigma_y \right)^2 + \left(\sigma_y - \sigma_z \right)^2 + \left(\sigma_z - \sigma_x \right)^2 + 6 \left(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \right) \right] = \frac{3}{2} \tau_{oct}^2$$

- ε_x^p , ε_y^p , et ε_z^p sont les déformations plastiques, respectivement dans les sens des axes x, y, et z.
- ε_{xy}^p , ε_{yz}^p , et ε_{zx}^p sont les déformations angulaires⁵⁶ plastiques, respectivement dans les plans xy, yz, et zx.
- $d\gamma_0^p$ est l'incrément de la déformation plastique octaédrale de cisaillement, défini par :

⁵⁶ Shear strains.

$$d\gamma_0^p = \frac{1}{3} \left[\left(d\varepsilon_x^p - d\varepsilon_y^p \right)^2 + \left(d\varepsilon_y^p - d\varepsilon_z^p \right)^2 + \left(d\varepsilon_z^p - d\varepsilon_x^p \right)^2 + 6 \left(d\varepsilon_{xy}^p \right)^2 + 6 \left(d\varepsilon_{yz}^p \right)^2 + 6 \left(d\varepsilon_{zx}^p \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5.9)$$

En termes de déformations non principales, cette déformation plastique octaédrale de cisaillement peut s'écrire sous la forme :

$$\gamma_{oct}^2 = \frac{1}{9} \left[\left(\varepsilon_x - \varepsilon_y \right)^2 + \left(\varepsilon_y - \varepsilon_z \right)^2 + \left(\varepsilon_z - \varepsilon_x \right)^2 + 6 \left(\varepsilon_{xy}^2 + \varepsilon_{yz}^2 + \varepsilon_{zx}^2 \right) \right] \quad (5.10)$$

et, en terme d'invariants, cette dernière équation s'écrit :

$$\gamma_{oct}^2 = \frac{2}{9} \left[I_1'^2 + 3I_2'^2 \right] \quad (5.11)$$

Les trois invariants I_1' , I_2' , et I_3' sont définis comme suit :

$$\begin{aligned} I_1' &= \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \\ I_2' &= \varepsilon_{xy}^2 + \varepsilon_{yz}^2 + \varepsilon_{zx}^2 - \left(\varepsilon_x \varepsilon_y + \varepsilon_y \varepsilon_z + \varepsilon_z \varepsilon_x \right) \\ I_3' &= \varepsilon_x \varepsilon_y \varepsilon_z + 2\varepsilon_{xy} \varepsilon_{yz} \varepsilon_{zx} - \left(\varepsilon_x \varepsilon_{yz}^2 + \varepsilon_y \varepsilon_{zx}^2 + \varepsilon_z \varepsilon_{xy}^2 \right) \end{aligned} \quad (5.12)$$

Il est à noter que dans le critère de rupture de von Mises, l'écoulement plastique commence dès que σ_e devient égale à la contrainte d'écoulement plastique (σ_0) dans un essai de tension simple. Donc, la contrainte équivalente est la même que la fonction d'écoulement plastique de von Mises.

Avec les notations d'Abaqus, la déformation plastique équivalente est définie par :

$$PEEQ = \int_0^t \dot{\bar{\varepsilon}}^{pl} dt + \bar{\varepsilon}^{pl} \Big|_0 \quad (5.13)$$

où $\bar{\varepsilon}^{pl} \Big|_0$ est la déformation équivalente initiale, $\bar{\varepsilon}^{pl}$ est équivalente à $d\varepsilon_p$ dans l'équation (5.8).

Pour le modèle plastique de von Mises, $\dot{\bar{\varepsilon}}^{pl}$ est donnée par la formule suivante :

$$\dot{\bar{\epsilon}}^{pl} = \sqrt{\frac{2}{3} \dot{\epsilon}^{pl} : \dot{\epsilon}^{pl}} \quad (5.14)$$

5.6.1.4.1.1 La contrainte équivalente de von Mises

Conventionnellement, la profondeur de fonçage (D) du cône rigide sera mesurée par le déplacement vertical et descendant (U2) de son point de référence (RP) (voir Figure 5-4). Ce point est situé à une hauteur de 11.3337 mm. à partir de la surface du sol dans le maillage initial (c.-à.-d. pour $t = 0$ s).

La Figure 5-14 montre les contours de la contrainte équivalente de von Mises (S) développée dans l'argile, pour une profondeur de fonçage de la sonde de 4.15 m. Le passage du cône crée dans son voisinage, une zone plastique dans le sol montrée par les contours de la contrainte équivalente de Mises. La forme de la zone plastique développée par l'ISCT est particulière ; elle est différente de celle causée par une expansion purement pressiométrique, et de celle générée par un essai CPT. La forme de cette zone semble correspondre à un essai hybride ISCT qui combine les effets de l'essai pressiométrique et de l'essai CPT.

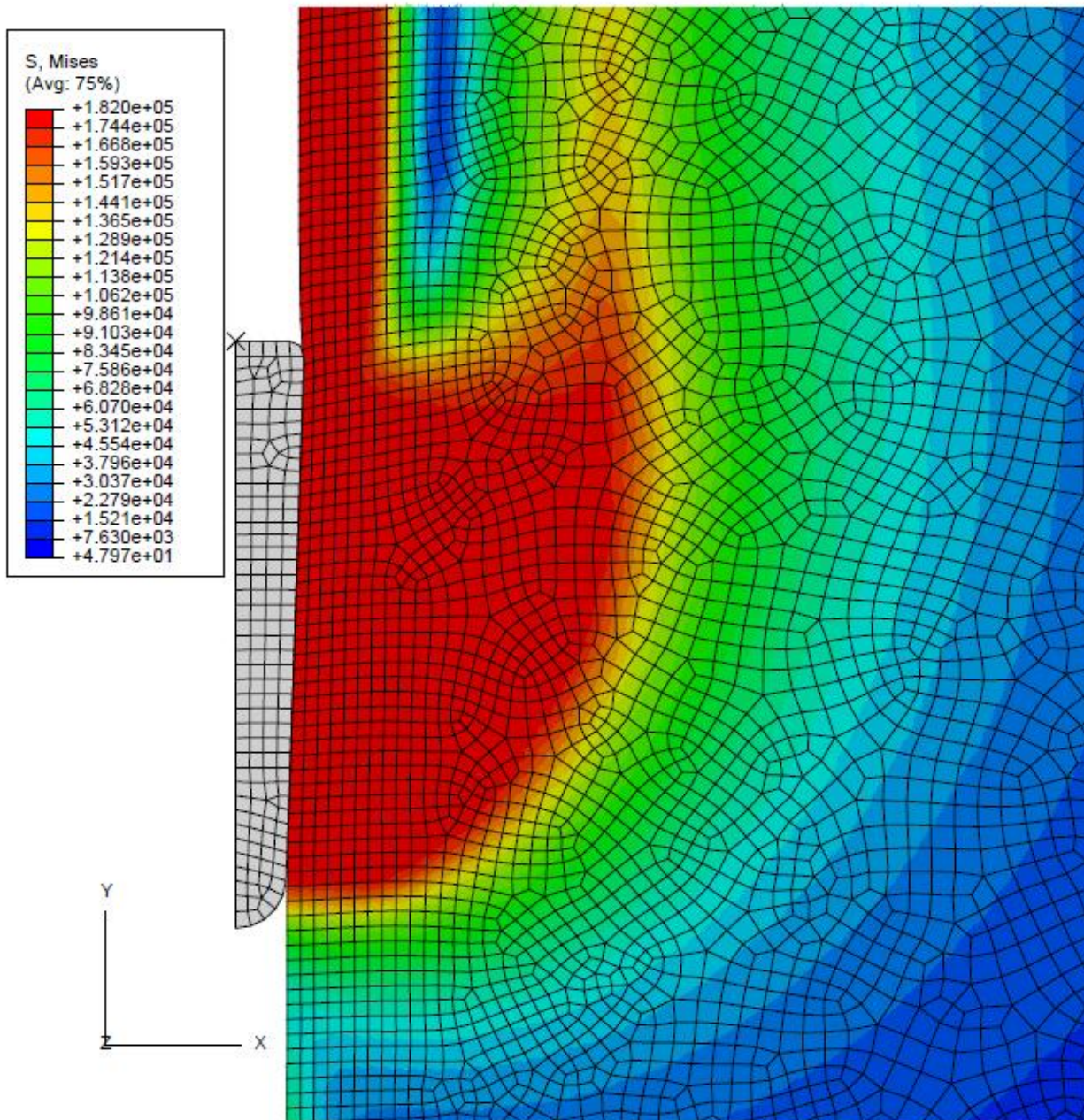


Figure 5-14 : Contours des contraintes de Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.15m et au temps $t = 207.8s$. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

La Figure 5-15 montre les contours des contraintes de Mises prédites (S) dans un plan vertical passant par l'axe de symétrie de l'assemblage cône-sol. La zone totalement plastique

développée dans le sol est limitée par le contour S, $Mises = 1.82 \times 10^5$ Pa . La forme de cette zone ressemble à un papillon, et elle est identifier à la Figure 5-15. À l'intérieur de cette zone, le sol est amené à la rupture en atteignant sa résistance maximale.

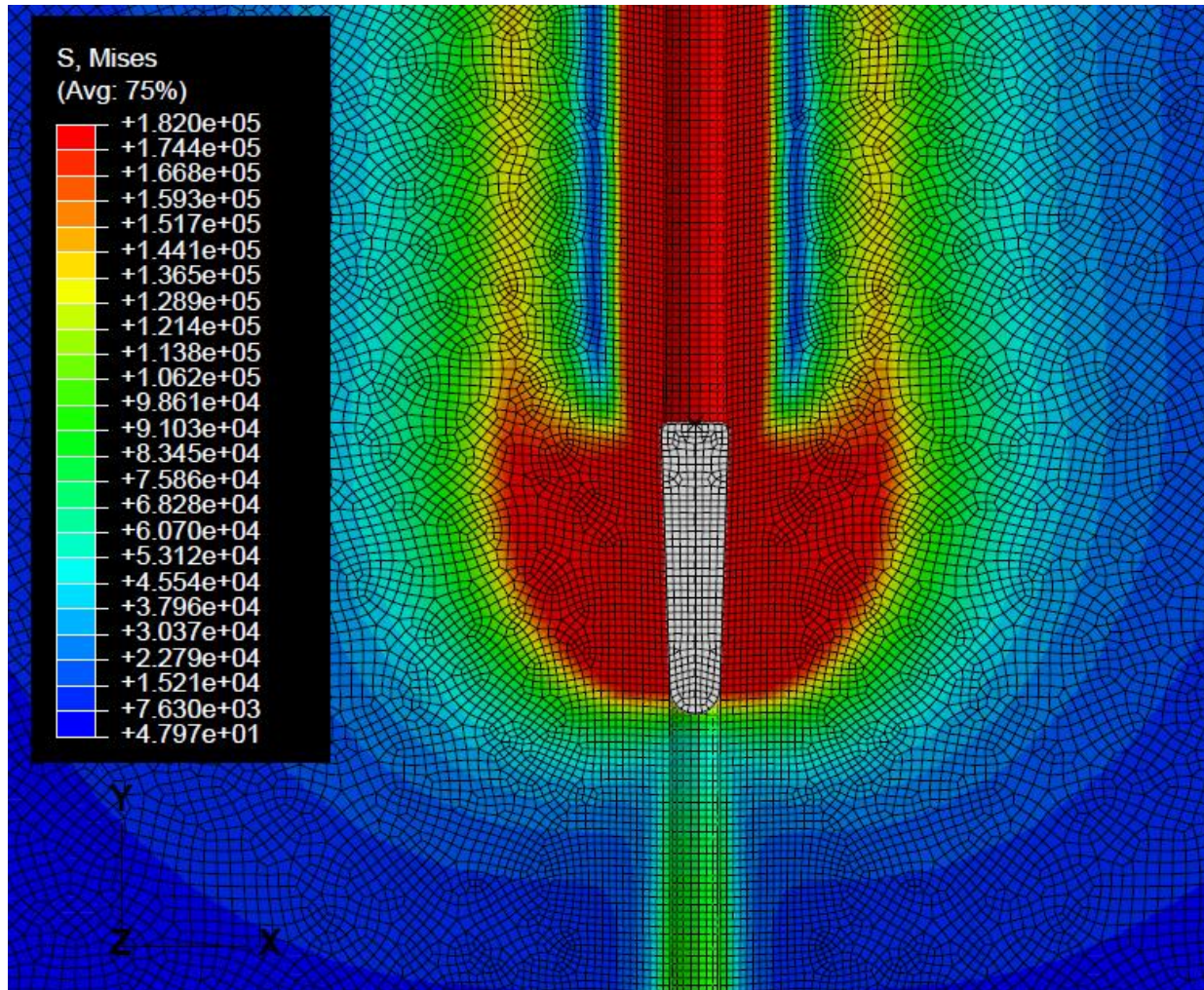


Figure 5-15 : Forme axisymétrique des contours des contraintes de Mises (S) prédites. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.15m et au temps $t = 207.8s$. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

La Figure 5-16 montre la contrainte équivalente de von Mises (S), calculée aux nœuds appartenant au trou pilote et situés à plusieurs profondeurs, en fonction de la profondeur de fonçage du cône (D). Cette contrainte S a été évaluée pour les nœuds $N_i (d_i)$, tel que i est le

numéro du nœud et d_i sa profondeur dans le maillage initial à $t = 0s$. Les courbes S versus D ont été tracées pour les nœuds (avec leurs profondeurs respectives) suivants : N347 (-0.5 m.), N397 (-1 m.), N497 (-2 m.), N597 (3 m.), N697 (-4 m.), N797 (-5 m.), et N966 (-6.69 m.).

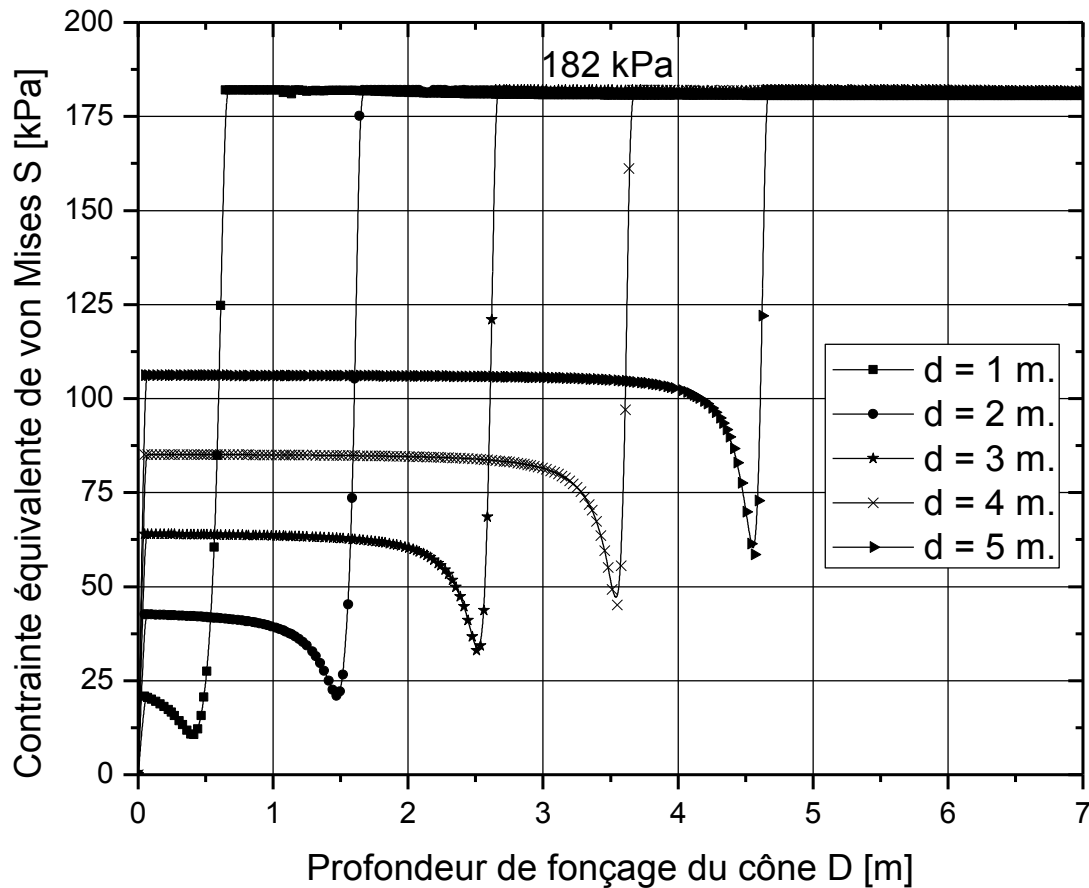


Figure 5-16 : Contrainte équivalente de von Mises (S) prédite versus profondeur de fonçage du cône (D), pour différentes profondeurs initiales (d) du trou pilote. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

Pour une courbe typique, on voit que la contrainte de von Mises (S) (évaluée sur un nœud quelconque appartenant au trou pilote) présente un palier initial, et au fur et à mesure que le cône s'approche de ce nœud, cette contrainte chute légèrement pour commencer à croître de nouveau.

Pour toutes les courbes, la contrainte de von Mises (en un nœud considéré) atteint une valeur maximale de 182 kPa, qui est la limite d'écoulement plastique du sol. Cette valeur est atteinte avant même que le cône entre en contact avec le nœud en question. Dans un cas où le

modèle mécanique du sol présente un écrouissage⁵⁷, on s'attend à ce que la contrainte de von Mises pourra dépasser la limite d'écoulement de 182 kPa .

5.6.1.4.1.2 Les déformations plastiques équivalentes

La déformation plastique équivalente ε_q^p (PEEQ avec les notations d'Abaqus) exprime la magnitude de la déformation plastique dans le sol.

La distribution des déformations plastiques équivalentes (PEEQ) au voisinage du cône est montrée à la Figure 5-17. La déformation PEEQ (calculée aux points d'intégration) atteint une valeur maximale pour les éléments situés au voisinage de la cavité interne (et discrétisant le trou pilote) du côté aval cône passant. Ces éléments ont déjà subi l'effet du passage du cône; subséquemment les gradients de déformations sont maximaux au voisinage de cette partie.

Les contours PEEQ à la Figure 5-17 montrent une zone plastique au voisinage de la cavité interne aval. À cet endroit du modèle, et pour la profondeur de fonçage de 4.15 m considérée, PEEQ atteint une valeur maximale de 0.449.

La Figure 5-18 montre la déformation plastique équivalente ε_q^p calculée aux mêmes nœuds (avec leurs profondeurs respectives) que dans le cas de la Figure 5-16. Dans cette figure, une courbe typique, par exemple celle qui correspond à $d=5$ m. présente trois parties distinctes :

- La partie AB qui correspond à la phase de pré-interaction. Ici, la déformation ε_q^p garde une valeur nulle,
- La partie BC dans laquelle ε_q^p croît rapidement à partir de zéro pour atteindre un palier au point C où elle garde une valeur constante pour le reste du processus de pénétration (Figure 5-18). Ici, cette croissance de la déformation est due principalement à l'interaction cône-sol, et

⁵⁷ Hardening.

- La partie CD qui correspond à la phase de post-interaction (c.-à.-d. après le passage du cône et après la séparation de la surface latérale du cône et du nœud en question) ; dans ce dernier cas, ε_q maintient une valeur constante ε_{q-post}^p même pour des profondeurs de fonçage plus élevées.

À partir de ces courbes, on peut conclure que la déformation équivalente ε_{q-post}^p évaluée sur le trou pilote croît avec la profondeur. Par exemple, pour $d = 0.5\text{ m}$, 1 m , 2 m , 3 m , 4 m , 5 m et 6.69 m , on a trouvé $\varepsilon_q^p = 40.65\%$, 41.04% , 42.57% , 43.55% , 44.83% , 45.80% , et 48.68% respectivement.

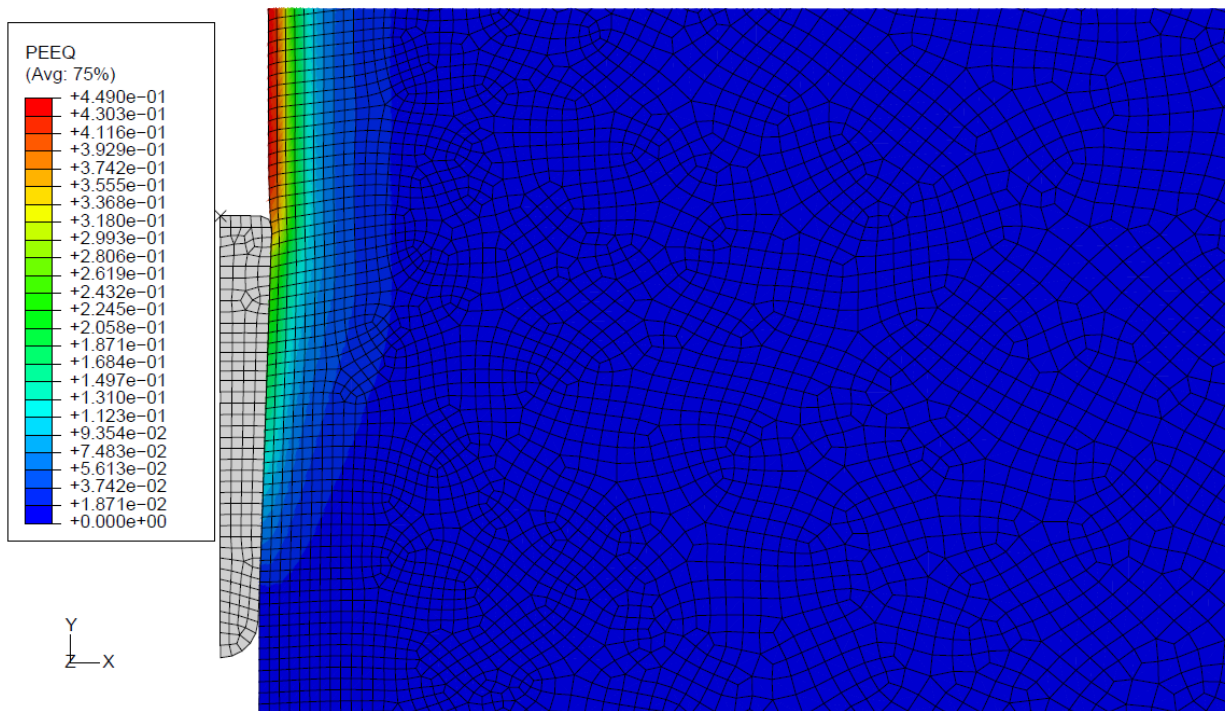


Figure 5-17 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (PEEQ). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.15 m et au temps $t = 207.8\text{ s}$. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

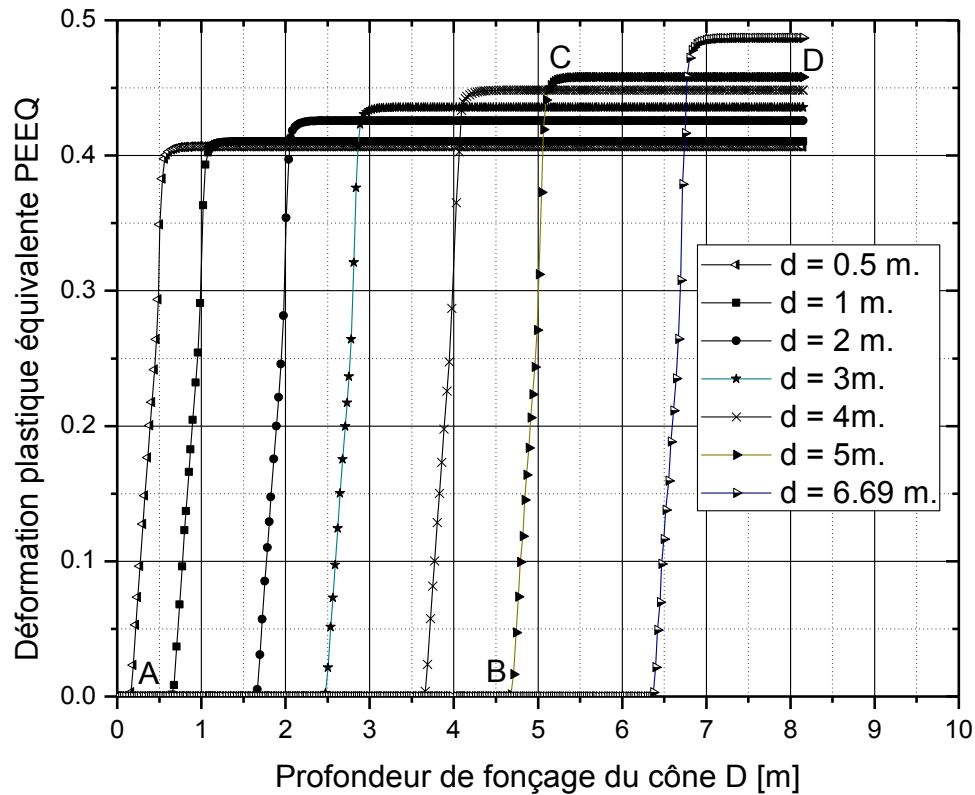


Figure 5-18 : Déformation plastique équivalente prédite versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes profondeurs du trou pilote. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

Considérons un plan horizontal situé à une profondeur de 4.090 m dans le maillage initial (c.-à.-d. 4.01 m dans le maillage déformé). Dans ce plan, on définit a_n comme étant la distance radiale et normalisée par rapport à la largeur du profil du sol (qui vaut 14 m.). Cette distance est mesurée à partir de la cavité interne déformée pour une profondeur de fonçage du cône. Dans ce plan (passant dans le maillage déformé), la variation de ε_q^p en fonction de a_n , et pour différentes profondeurs de fonçages D, est présentée à la Figure 5-20. Dans ce plan, on trouve que :

- Pour une profondeur de fonçage, $D = 1.555$ m, la contrainte équivalente ε_q^p est nulle; donc le sol à une profondeur de 4.01 m. n'a pas encore ressenti la pénétration du cône;

- Pour $D = 4.063\text{m}$, le capteur numéro quatre du cône intercepte le plan horizontal considéré (Figure 5-19). En ce point de contact, la Figure 5-20 montre que $\varepsilon_q^p(\text{pour } a = 0) = 0.288$ est maximale sur la cavité interne, et décroît d'une façon monotone sur ce plan quand a croît; puis se réduit à zéro pour $a = 0.01648$, c.-à.-d. $\varepsilon_q^p(\text{pour } a = 0.01648) = 0$; et
- Pour les deux profondeurs de fonçage $D = 5.933\text{m}$ et $D = 7.276\text{m}$, le cône a déjà dépassé le plan horizontal considéré. Dans ce dernier cas, on trouve que l'avancement continu du cône ne peut affecter la déformation plastique équivalente. Conséquemment, on retrouve les deux courbes $D = 5.933\text{m}$ et $D = 7.276\text{m}$ de la Figure 5-20) confondues.

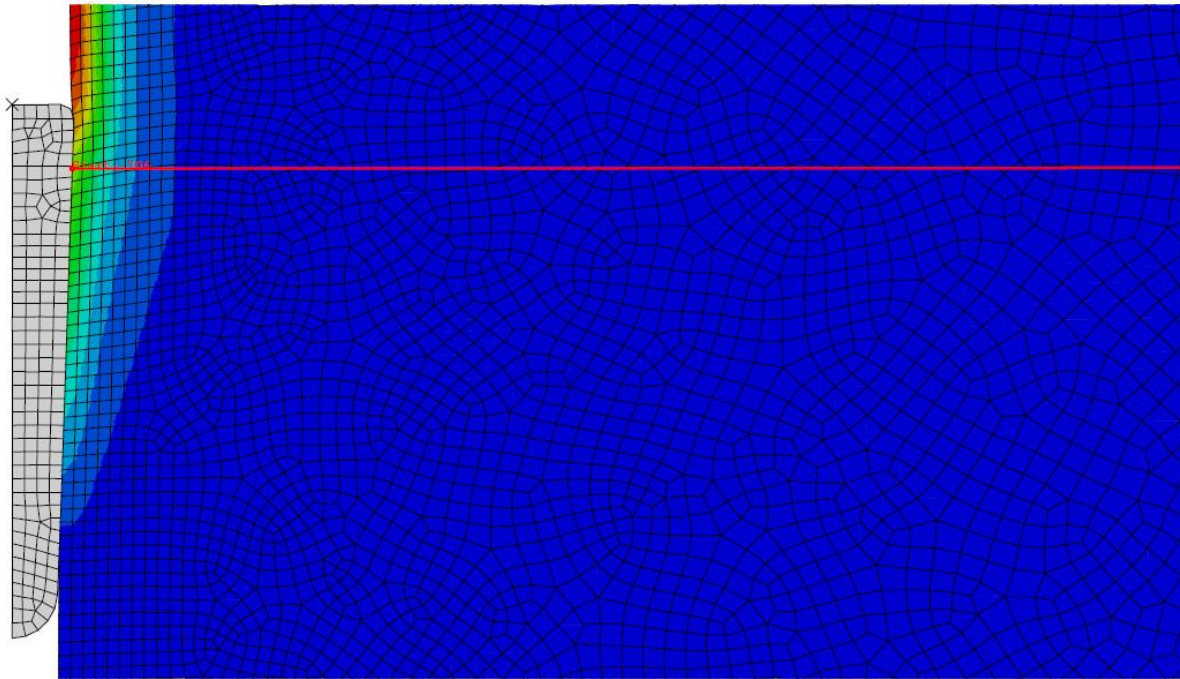


Figure 5-19 : Position du cône par rapport au plan horizontal situé initialement à une profondeur de 4.01 m. Assemblage correspondant à une profondeur de fonçage $D = 4.063\text{ m}$. Cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

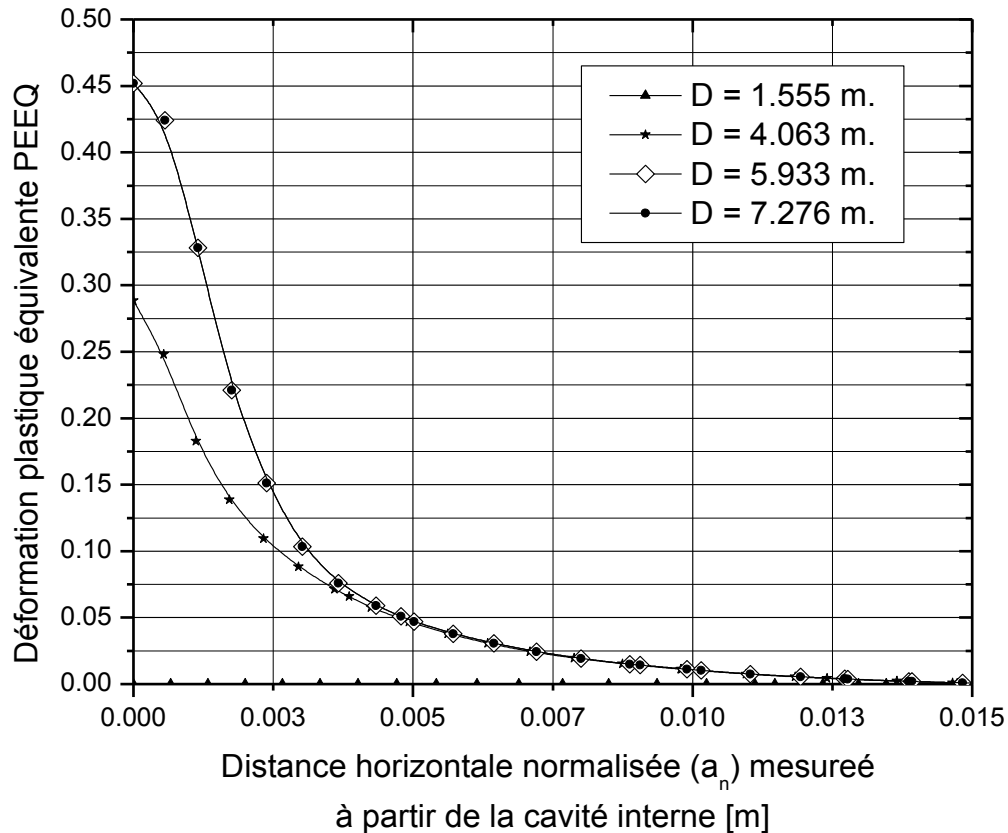


Figure 5-20 : Variation de la déformation plastique équivalente le long d'un plan horizontal situé à une profondeur de 4.090 m. Cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

5.6.1.4.1.3 Les contraintes d'expansion radiales, tangentielles et verticales :

Les contours des contraintes radiales (S11) dans la direction horizontale 1 (ou X), des contraintes tangentielles (S33) dans la direction horizontale 3 (ou Z), des contraintes (S22) dans la direction verticale 2 (ou Y), et des contraintes de cisaillement (S12) dans le plan 1-2 (ou X-Y), pour un fonçage de la sonde de 4.063 m (cette valeur a été utilisée dans le cadre des résultats montrés à la Figure 5-19 et à la Figure 5-20, le temps écoulé pour atteindre cette profondeur de fonçage est de 203.2 s), sont montrés à la Figure 5-21. Les contraintes signées négativement ou bien positivement indiquent que le matériau est respectivement en état de compression ou bien de tension. À partir de cette figure, on peut conclure qualitativement que les contraintes S11, S22, et S33 qui sollicitent les éléments en contact avec le fût du cône (c.-à.-d. interface cône sol) varient

d'une façon croissante le long du fût. Elles sont minimales et maximales au voisinage du premier et quatrième capteur respectivement. Pour une profondeur de fonçage du cône de 4.063 m, les variations des contraintes déjà mentionnées, le long d'un plan horizontal situé à une profondeur de 4.090 m. (Figure 5-19) sont représentées à la Figure 5-22.

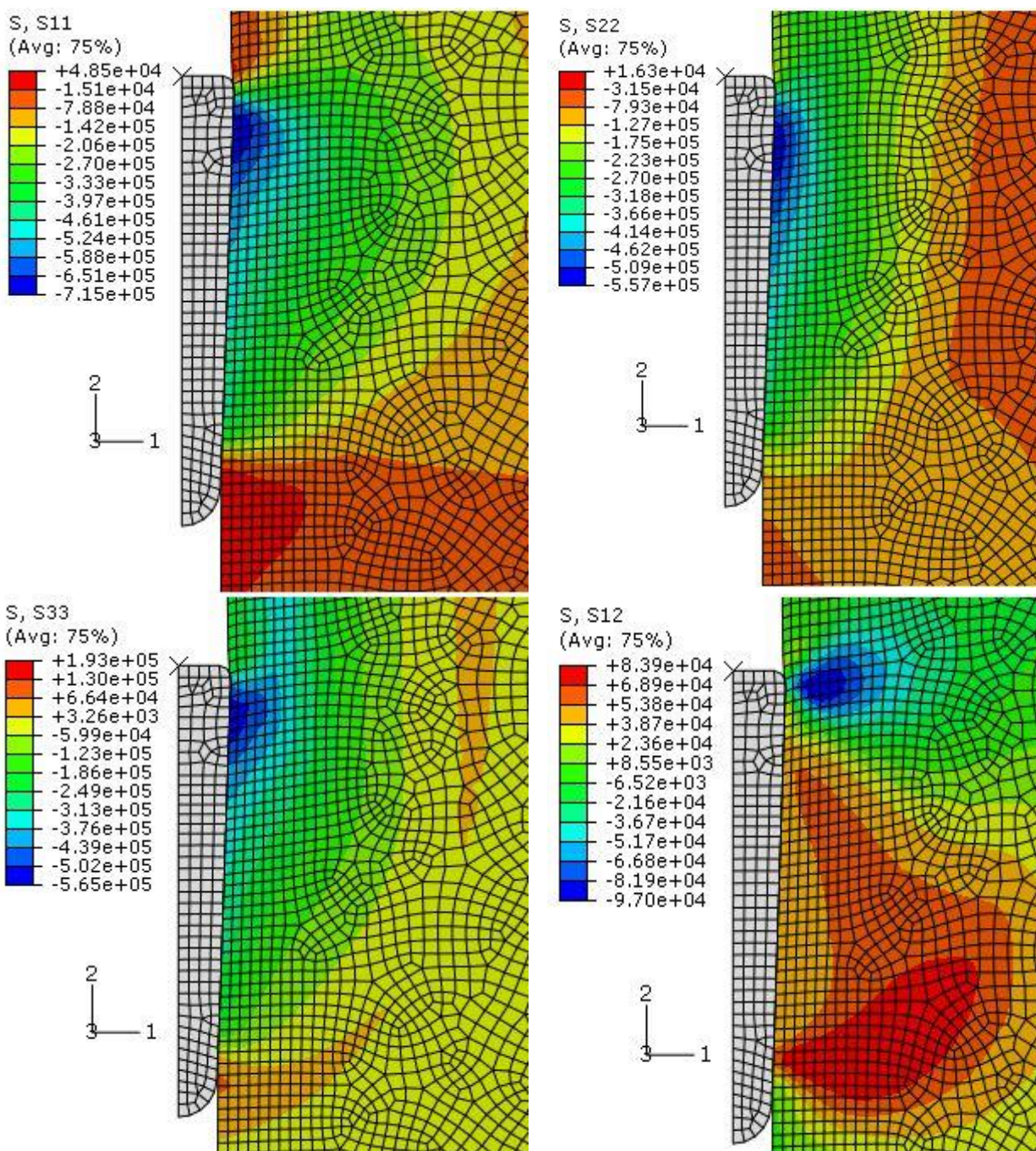


Figure 5-21 : Contours des contraintes radiales (S11), verticales (S22), tangentielles (S33), et de cisaillement (S12) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.063m et au temps $t = 203.2s$. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

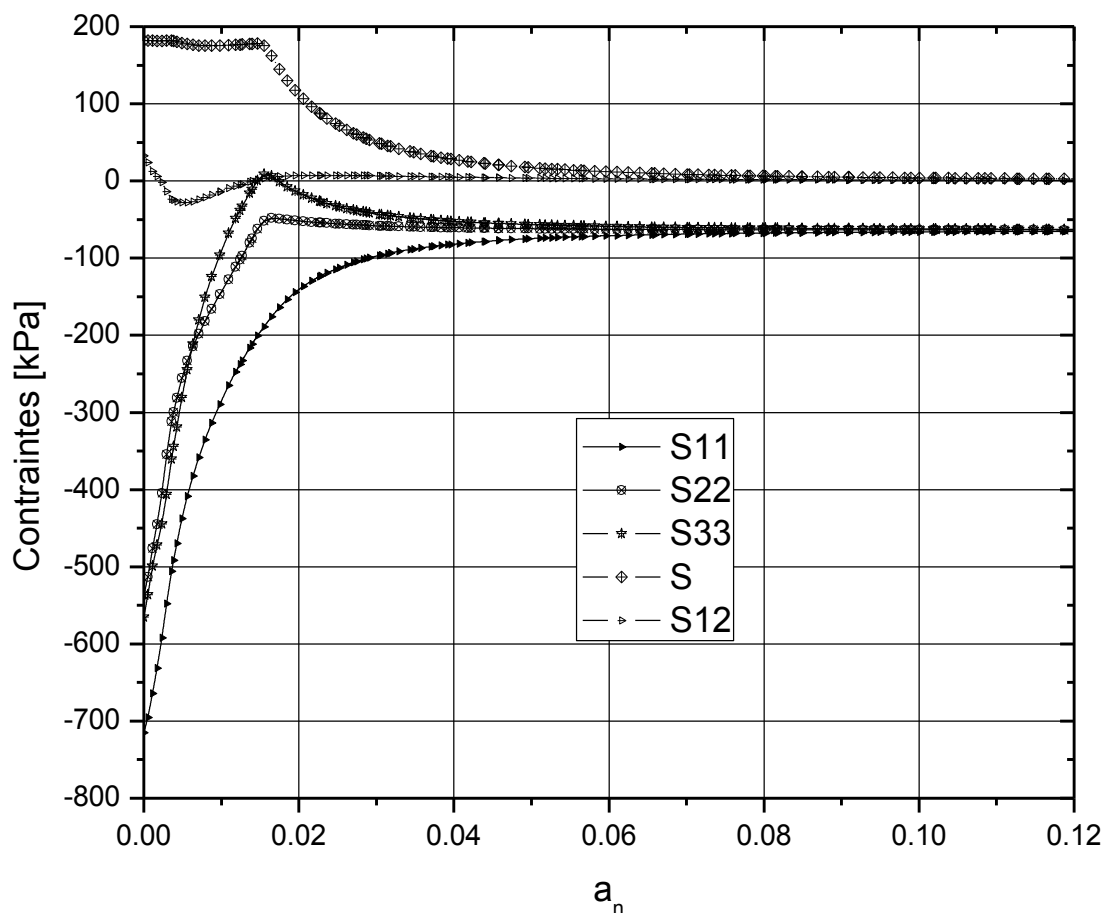


Figure 5-22 : Variation des contraintes le long d'un plan horizontal situé à une profondeur de -4.090 m. Résultats correspondant à une profondeur de fonçage $D = 4.063$ m. Cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

5.6.1.4.2 Les pressions totales prédites par les capteurs

Dans un essai ISCT, le processus de pénétration profonde PPP consiste à élargir le diamètre du trou pilote d'une façon permanente. Cet élargissement est causé par les déformations plastiques équivalentes, tel que discuté dans 5.6.1.4.1.

La prédiction des contraintes totales ressenties par les capteurs installés sur le fût du cône est d'une grande importance. En effet, la théorie d'interprétation du ISCT utilise les contraintes totales mesurées par les capteurs pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé (S_u).

La distribution des pressions de contact (CPRESS) sur la surface latérale du cône est montrée à la Figure 5-23. Il est clair que cette pression augmente avec le rayon de la cavité interne (c.-à.-d. r_i dans la Figure 5-3).

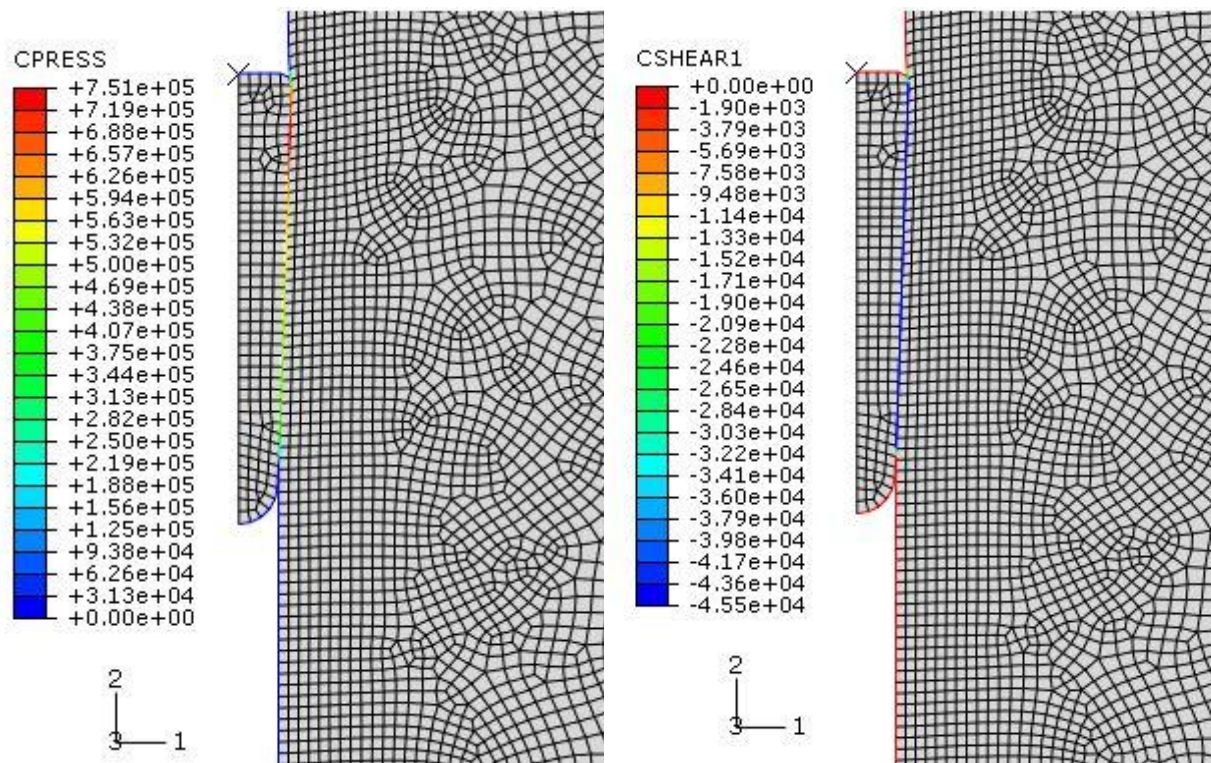


Figure 5-23 : Contours des pressions de contact prédites (CPRESS), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (CSHEAR1). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.15 m et au temps $t = 207.8$ s. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

La répartition de la contrainte de cisaillement tangentielle sur l'interface cône-argile est encore montrée à la même Figure 5-23. Cette contrainte qui exprime l'adhérence entre le sol et le cône garde une valeur constante et maximale de 4.55×10^4 Pa (contour bleu) lors du déplacement du cône.

Les profondeurs d'enfouissement initiales (mesurées à partir de la surface du sol non déformé) des capteurs cap-1, cap-2, cap-w, cap-3 et cap-4 sont respectivement -0.187 m, -0.136 m, -0.1105, -0.085 m et -0.034 m. Les profils des pressions de contact prédites (CPRESS) pour les cinq capteurs versus la profondeur de fonçage du cône (D) sont montrés à la Figure 5-24. Les

valeurs de *CPRESS* sont les données sortantes de la première phase de l'analyse globale, et qui utilise le maillage initial (voir 5.6.1.2 ci-dessus). Dans la Figure 5-24, les courbes Cap-1, Cap-2, Cap-w, Cap-3 et Cap-4, sont relatives aux cinq capteurs placés aux rayons r_1 , r_2 , $r_{2.5}$, r_3 et r_4 respectivement. La courbe Cap-w dessine la variation de la pression totale versus la profondeur de fonçage, pour un capteur de pression totale hypothétique implanté à la place du capteur des pressions interstitielles. Ce choix est dû au fait qu'on simule la pénétration avec les paramètres non drainés, et dans ces conditions, le calcul de la surpression est omis (pour ce calcul, quelqu'un peut utiliser un modèle d'état critique avec des éléments finis intégrant la mesure de la pression interstitielle, par exemple).

Pour un capteur quelconque, la variation de la pression de contact (*CPRESS*) en fonction de la profondeur de fonçage (D) suit deux phases successives : 1) Une phase transitoire dans laquelle le cône est avancé à partir de sa position initiale (c.-à.-d. $D = 0$ m) jusqu'à une profondeur approximative $D = 0.26$ m, 0.46 m, 0.54 m, 0.56 m, 0.6 m pour les capteurs Cap-1, Cap-2, Cap-w, Cap-3, Cap-4 respectivement. Dans cette fourchette de D , la pression *CPRESS* croît rapidement (les pentes des courbes sont élevées) pour attendre : 2) La deuxième phase du fonçage où la pression *CPRESS* varie quasi linéairement avec D (c.-à.-d. pour $D \geq 0.26$ m, 0.46 m, 0.54 m, 0.56 m, 0.6 m pour les capteurs Cap-1, Cap-2, Cap-w, Cap-3, Cap-4 respectivement).

À la Figure 5-25 on retrouve les cinq lignes droites de tendances (*CPRESS* versus D) correspondant à la première phase de l'analyse (utilisant le maillage initial). Les pressions *CPRESS* versus D des cinq capteurs étudiés peuvent s'écrire sous la forme :

$$CPRESS \text{ (Cap-4)} = 5.37 D + 712.64 \text{ [kPa]}$$

$$CPRESS \text{ (Cap-3)} = 21.17 D + 531.56 \text{ [kPa]}$$

$$CPRESS \text{ (Cap-w)} = 18.88 D + 504.72 \text{ [kPa]}$$

$$CPRESS \text{ (Cap-2)} = 17.91 D + 480.42 \text{ [kPa]}$$

$$CPRESS \text{ (Cap-1)} = 16.68 D + 445.27 \text{ [kPa]}$$

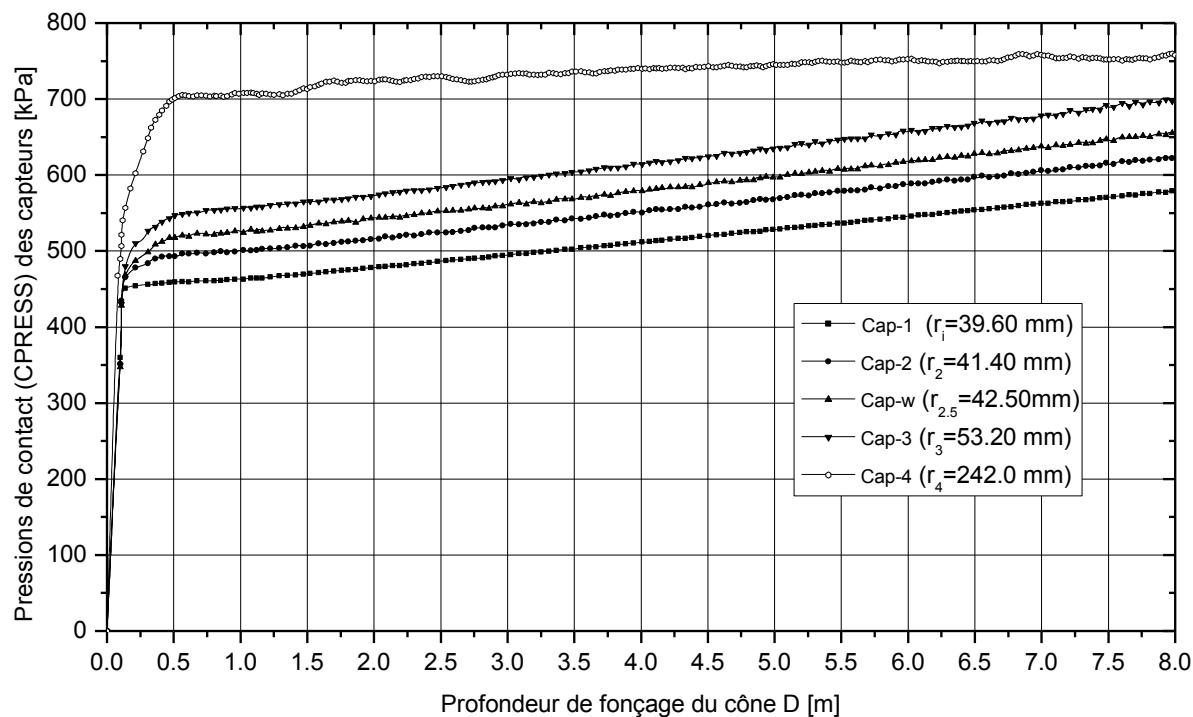


Figure 5-24 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

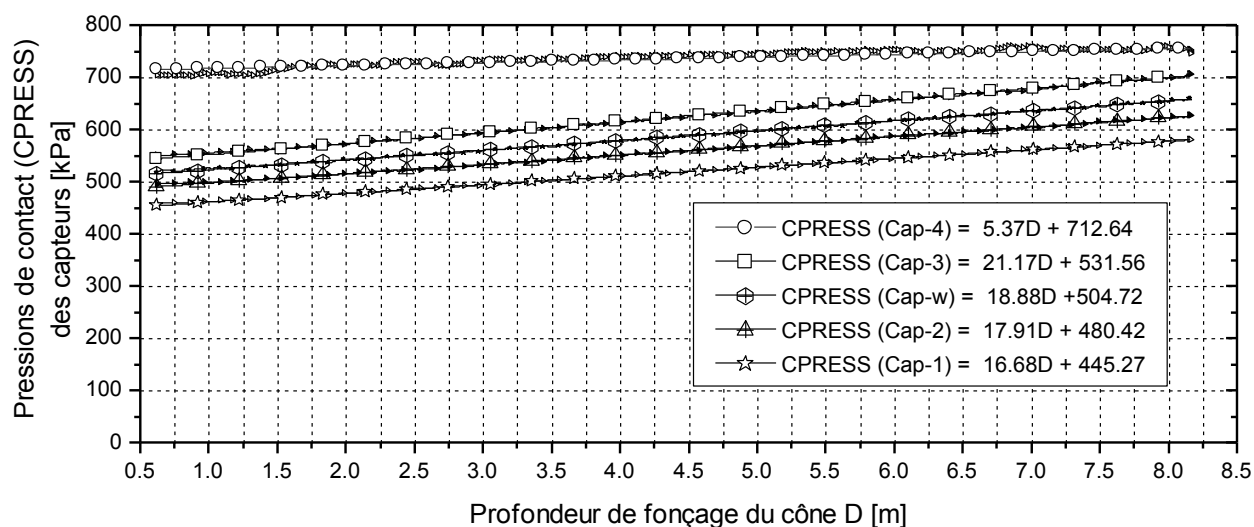


Figure 5-25 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Extrait des courbes de tendance linéaires dérivées de la première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

La Figure 5-26 rassemble les résultats qui découlent de la première phase de l'analyse (utilisant un maillage initial) et de la deuxième phase de l'analyse (utilisant le nouveau maillage). Le processus de rezonage débute à partir des points A, B, W, C et D situés sur la ligne verticale correspondant à la profondeur de fonçage $D = 5.039$ m (voir 5.6.1.3.5).

Il a été trouvé que les courbes *CPRESS* versus D dans la deuxième phase de l'analyse sont les prolongements linéaires des mêmes courbes déterminées à partir de la première phase de l'analyse. Les courbes de tendances dessinées à la Figure 5-25 sont présentées aussi à la Figure 5-26. La chute brusque des pressions de contact au niveau des capteurs est due au fait que le cône quitte progressivement le sol. Dans ce dernier cas, D est proche de la profondeur totale du sol. La valeur de *CPRESS* prédite sur un capteur donné se réduit à zéro quand le cône quitte le sol, donc qu'il est séparé de ce dernier. Cette dernière situation est illustrée à la Figure 5-27.

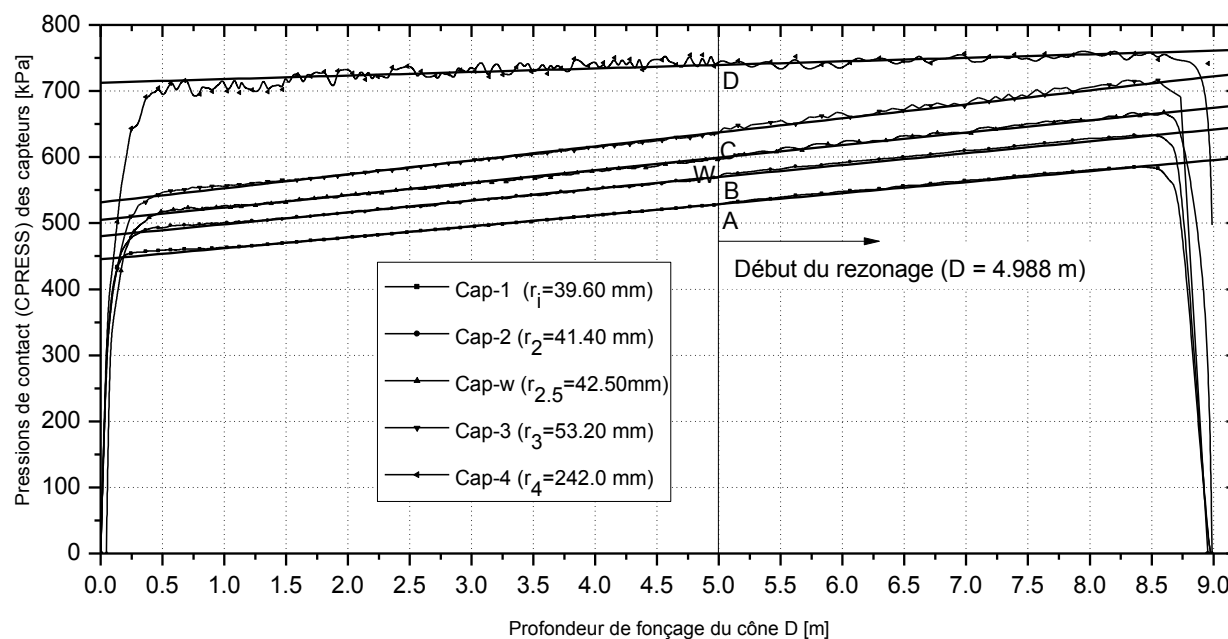


Figure 5-26 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Première et deuxième phases de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

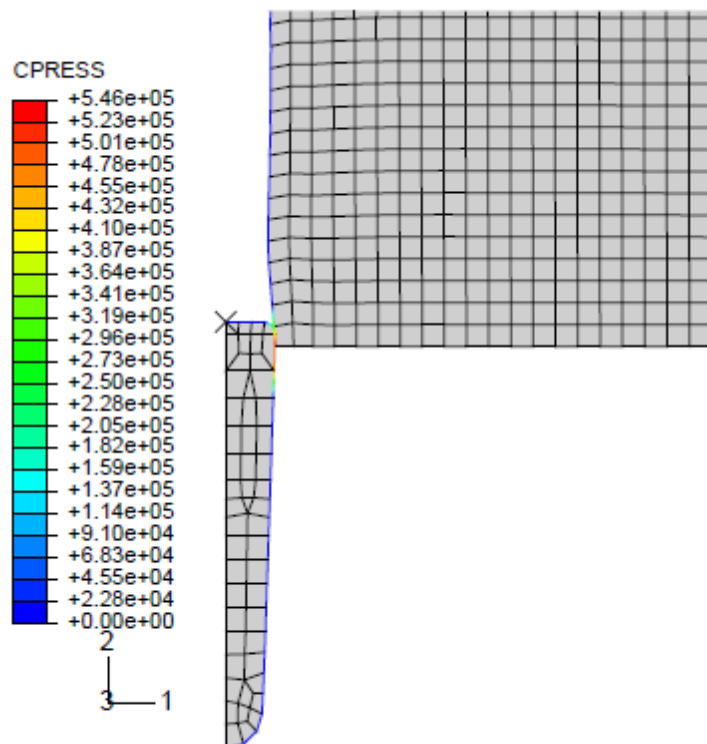


Figure 5-27 : Contour des pressions de contact *CPRESS* pour une profondeur de fonçage du cône $D = 8.97$ m. Deuxième phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

5.6.1.4.3 Déformation du trou pilote

Considérons la configuration déformée de l'assemblage cône-sol correspondant à une profondeur de fonçage totale du cône $D = 4.15$ m (ce qui correspond à $t = 207.8$ s). Désignons par L-av la ligne située en aval du cône qui commence par le nœud N-746 et qui termine par le nœud N-14. Cette ligne (Figure 5-28) constitue l'ensemble des nœuds appartenant à la cavité interne. Autrement dit, ces nœuds discrétisent la surface latérale du tronçon du trou pilote défini par L-av. Dans le maillage déformé, cette ligne est limitée par les profondeurs 4.49 m (nœud N-746) et 9 m (nœud N-14), ces profondeurs étant mesurées à partir de la surface du sol.

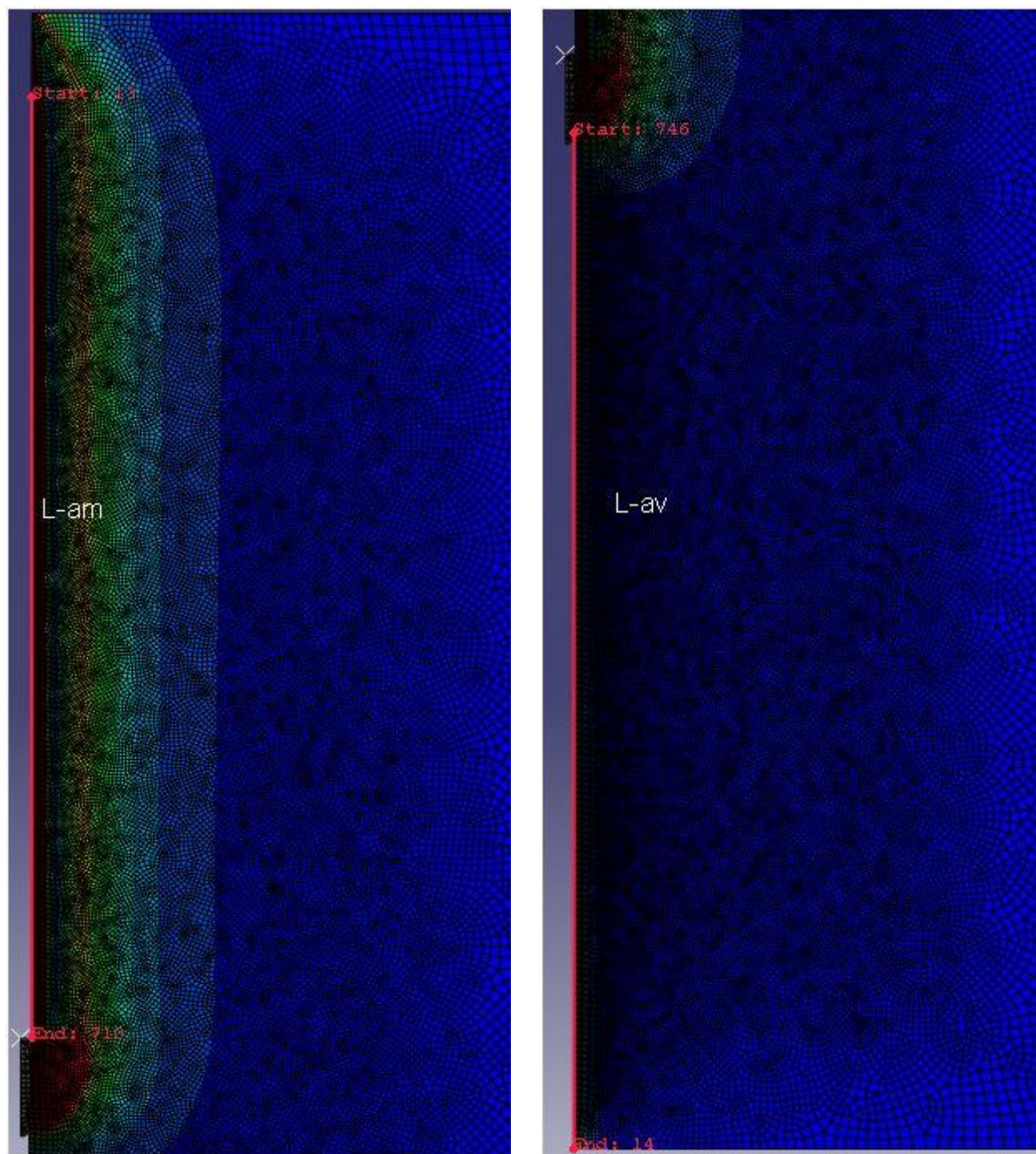


Figure 5-28 : Présentation des lignes L-am et L-av définissant respectivement les tronçons amont et aval étudiés de la cavité pré-forée; configuration correspondante à une profondeur de fonçage (D) du cône de 4.15m . Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

De même, la Figure 5-28 montre la ligne L-am qui est située en amont du cône qui commence par le nœud N-13 (de profondeur 0.337 m dans le maillage déformé) et qui termine par le nœud N-710 (de profondeur 4.139 m dans le maillage déformé). De même, cette ligne constitue l'ensemble des nœuds discrétisant la surface latérale du tronçon du trou pilote défini par L-am. Les nœuds de la ligne L-am appartiennent aux éléments formants un tronçon du trou pilote et qui ont été écrasés par le passage du cône.

Les nœuds des lignes L-am et L-av sont définis de telle façon que les pressions de contact entre les surfaces qui définissent ces deux lignes et la surface latérale de la sonde rigide soient nulles (c.-à.-d., sur les nœuds N-746, N-14, N-710 et N-13 on a $CPRESS=0$). Il est bon de rappeler ici que les lignes L-av et L-am sont définies juste pour la profondeur de fonçage de 4.15 m et pour $t = 207.8s$. Pour ce temps et cette profondeur, l'interaction entre le cône et L-A et L-Av est omise.

Dans ce qui suit, on va examiner la pré-déformation localisée du trou pilote qui survient sur le tronçon aval du trou, et avant que toute interaction sol-cône prend lieu (5.6.1.4.3.1, Déformation du tronçon aval du trou pilote). De même, on expose les résultats relatifs à la post-déformation localisée qui décrivent la fermeture du trou pilote suite au passage du cône (5.6.1.4.3.2, Déformation du tronçon amont du trou pilote).

5.6.1.4.3.1 Déformation du tronçon aval du trou pilote

Examinons l'évolution de la pré-déformation du trou pilote causée par le fonçage du cône. Suite au passage du cône, les éléments du sol vont subir des déplacements horizontaux (U1) et verticaux (U2). Le déplacement horizontal (U1) du tronçon aval de la cavité interne (qui est défini à la Figure 5-28 par la ligne L-av appartenant au trou pilote) est dessiné à la Figure 5-29.

Il a été démontré par la présente simulation que pendant le passage du cône effilé, le trou pilote va subir généralement une expansion horizontale dans la zone de la ligne L-av au voisinage du cône (ex. dans la partie DC de la Figure 5-29), et une contraction dans la zone (appartenant à cette ligne) éloignée de la sonde (ex. les courbes $D=1.41m$, $D=2.81m$, $D=3.66m$ et $D=3.94m$, de la Figure 5-29). Cette contraction est traduite par une fermeture partielle du trou pilote.

La Figure 5-29 montre l'évolution des déplacements radiaux et horizontaux (U_1) des nœuds appartenant à la ligne L-av en fonction du temps (ou encore en fonction de la profondeur de fonçage D) de la sonde rigide. Dans cette figure, la profondeur est mesurée à partir du début de la ligne L-av (c.-à.-d. le nœud 747 de la Figure 5-28 qui est situé à une profondeur de 4.49 m). Pour les profondeurs de fonçage de 1.41m et de 2.81m, les deux courbes sont presque confondues, indiquant ainsi que pour ces deux valeurs, la ligne L-av n'est pas affectée par l'avancement du cône de 1.41m à 2.81m. Les courbes $D=1.41\text{m}$, $D=2.81\text{m}$, $D=3.66\text{m}$ et $D=3.94\text{m}$, sont situées du côté gauche du graphe et montrent une contraction de la cavité interne marquée par des déplacements radiaux et horizontaux signés négativement.

D'autre part, la Figure 5-29 montre aussi le cas limite (c.-à.-d. profondeur de fonçage du cône $D=4.15\text{m}$) où le cône se prépare pour rentrer en contact avec le tronçon de la cavité défini par la ligne L-av (donc à pénétrer pour élargir le tronc axisymétrique de côté L-av). Dans ce cas, la partie de L-av située juste devant le cône (DC dans la Figure 5-29) subit une expansion marquée par des déplacements radiaux et horizontaux positifs, tandis que plus profondément (ligne DEF dans la Figure 5-29) la cavité se contracte vers l'intérieur de trou pilote.

La fermeture du trou pilote, qui est décrit par ces courbes, semble augmenter linéairement avec la profondeur du tronçon défini par la ligne L-av; il est maximal au fond du trou pilote (segment EF dans la Figure 5-29). Pour le segment EF, le sol ne semble pas pratiquement affecté par l'historique du fonçage du cône, c.-à.-d. de sa position initiale (pour $t=0\text{s}$) jusqu'à la profondeur de fonçage $D=4.15\text{m}$.

Quand le cône est encore loin d'interagir avec de la ligne L-av (ex. $D \leq 1.41\text{m}$), le déplacement radial (U_1) de contraction est totalement linéaire le long de la ligne L-av (Figure 5-29).

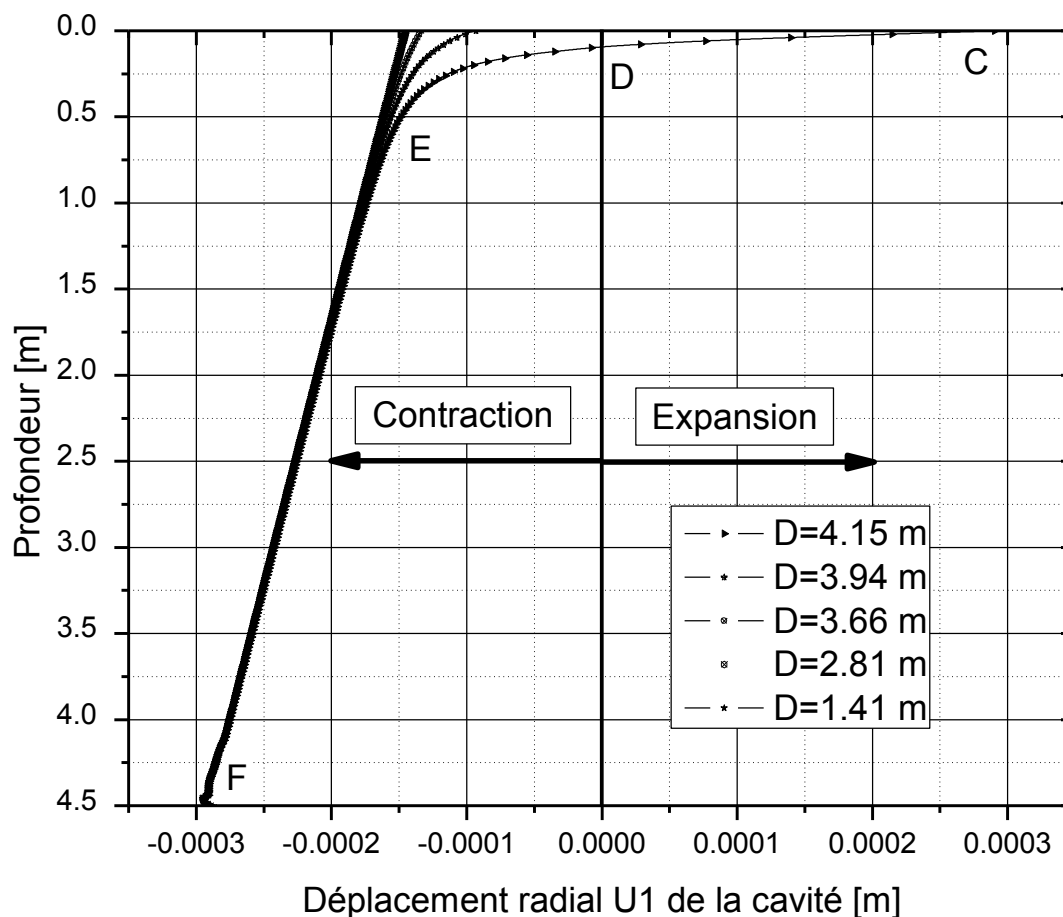


Figure 5-29 : Évolution de l'expansion de la cavité interne due au fonçage du cône. Déplacements radiaux (U_1) de la ligne amont L-av versus profondeur de fonçage du cône. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

La Figure 5-30 montre les vecteurs des déplacements radiaux et horizontaux (U_1), que subit la cavité pré-forée lorsque le cône avancé atteint une profondeur (D) de 4.15 m. Un agrandissement de la figure décrivant cette situation est représentée à la Figure 5-31.

Sur la ligne amont L-A de la Figure 5-31, on voit les vecteurs déplacements radiaux des nœuds. Dans un premier temps, et à proximité du cône, ces vecteurs radiaux (U_1), sont dirigés de l'intérieur vers l'extérieur de la cavité (ceci traduit l'expansion de la cavité); dans un deuxième temps, et à partir d'une certaine profondeur, la situation est inversée tel que ces vecteurs sont

dirigés dans le sens contraire au précédent (c.-à-d. de l'extérieur vers l'intérieur de la cavité, ce qui traduit la contraction de la cavité).

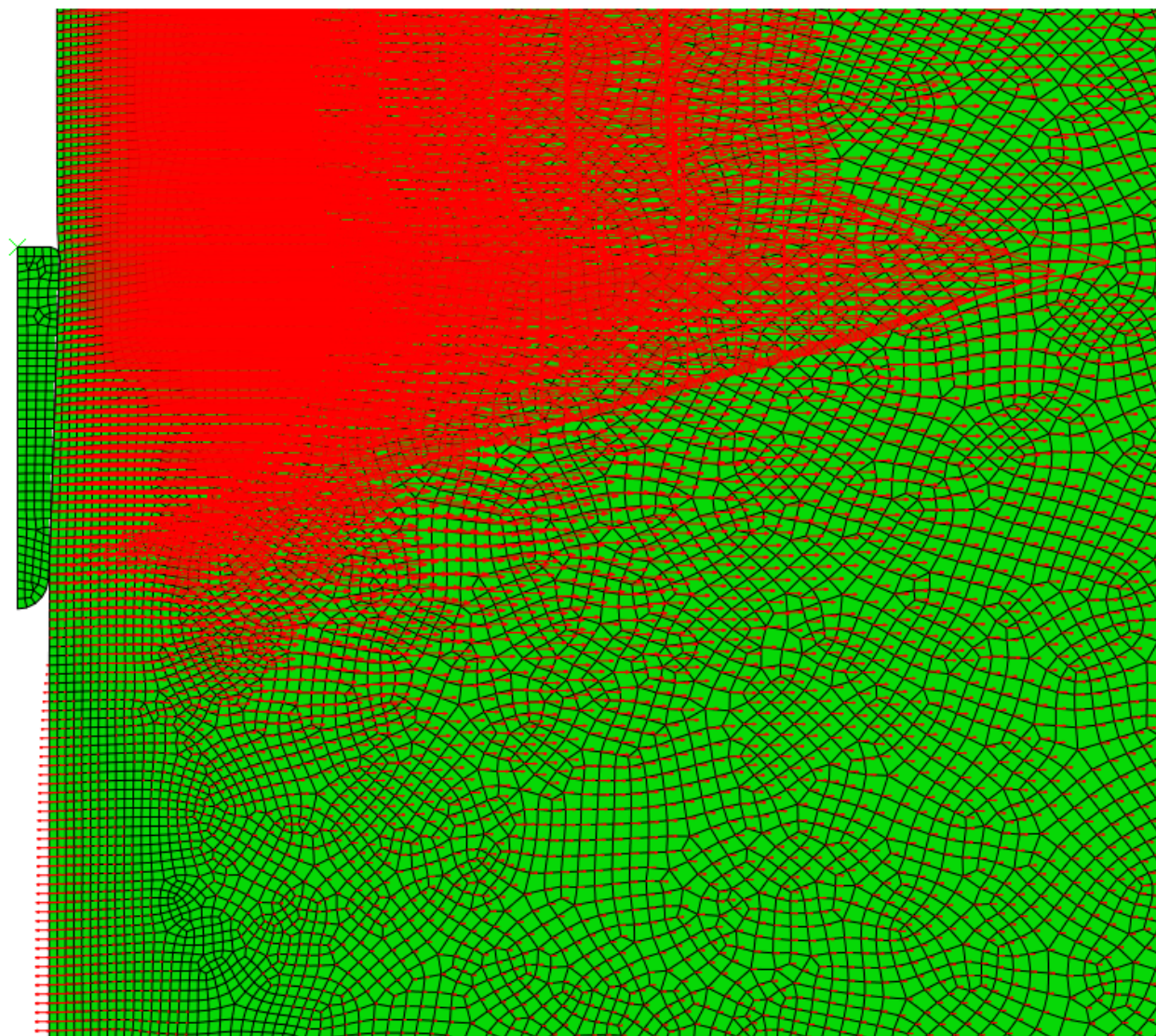


Figure 5-30 : Vecteurs des déplacements radiaux (U1) de la ligne amont (L-av) de la cavité pré-forée. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage (D) du cône de 4.15m. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

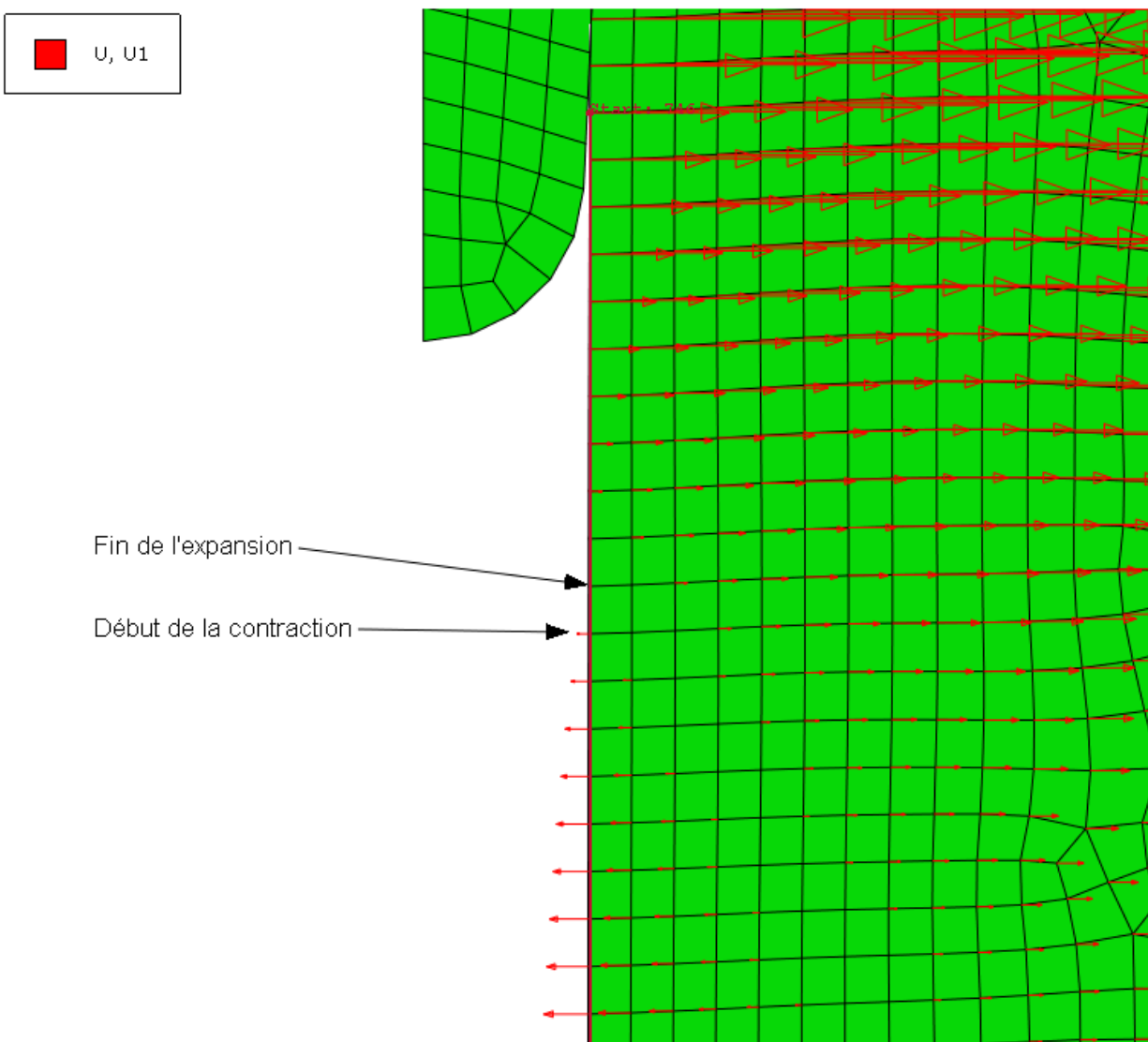


Figure 5-31 : Agrandissement des vecteurs des déplacements radiaux ($U1$) de la ligne amont (L-av) de la cavité pré-forée. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage (D) du cône de 4.15m . Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

5.6.1.4.3.2 Déformation du tronçon amont du trou pilote

Examinons l'évolution de la post-déformation du trou pilote qui résulte du passage du cône. Le déplacement radial (et horizontal) de la cavité interne du tronçon de la cavité défini par la ligne L-am (Figure 5-28) est décrit par la Figure 5-32. Cette figure montre des déplacements radiaux variables positifs causés par une expansion non uniforme du tronçon amont étudié.

La fonction de déplacement versus la profondeur est dans un premier temps monotone-décroissante (ligne XY), et monotone-croissante dans un second temps (ligne YZ). Cette fonction présente une valeur minimale au point Y. Ce point particulier caractérise la formation d'un bourrelet dans la partie amont au voisinage du cône. Ce bourrelet tend à fermer le trou pilote après le passage du cône (c.-à.-d. apparition d'une lèvre qui se forme à proximité de la partie arrière du cône). Cette masse du sol se déplace du voisinage immédiat du fût pour venir refermer le trou pilote en arrière du cône et en faisant place au cône avancé. La forme de ce bourrelet et la vitesse de fermeture de la partie juste en amont du cône peuvent dépendre directement du taux de déformation et de la rigidité du sol sollicité.

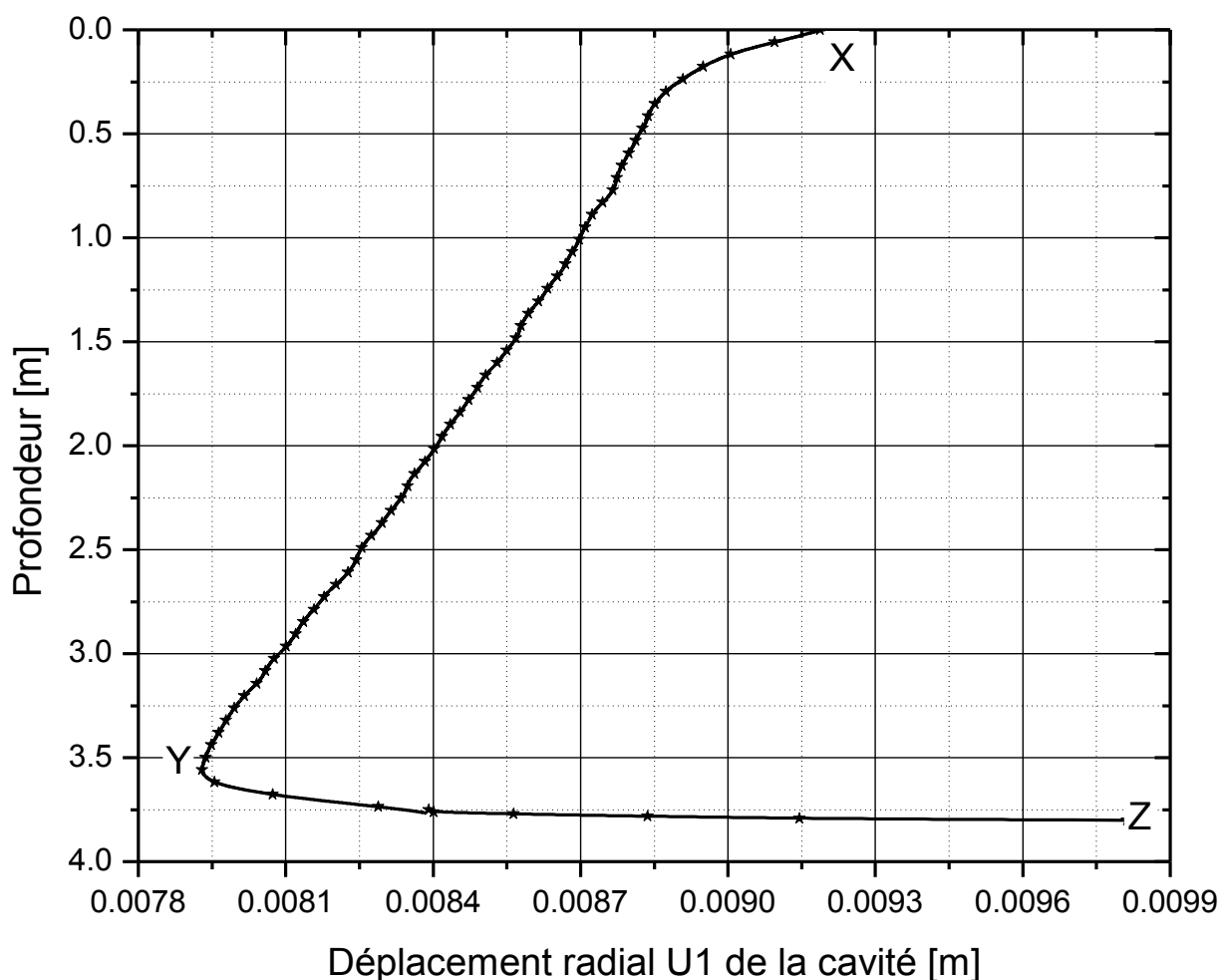


Figure 5-32 : Déplacement radial (U1) versus profondeur du tronçon amont L-am. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de $D = 4.15$ m. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

La Figure 5-33 montre les vecteurs des déplacements radiaux et horizontaux ($U1$), que subit la cavité pré-forée lorsque le cône avancé atteint une profondeur (D) de 4.15 m. Un agrandissement de la figure décrivant cette situation est représentée à la Figure 5-33.

Sur la ligne amont L-am de la Figure 5-33, on voit les vecteurs déplacements radiaux ($U1$) des nœuds. Ils sont dirigés de l'intérieur vers l'extérieur de la cavité, indiquant ainsi une expansion non uniforme de la cavité.

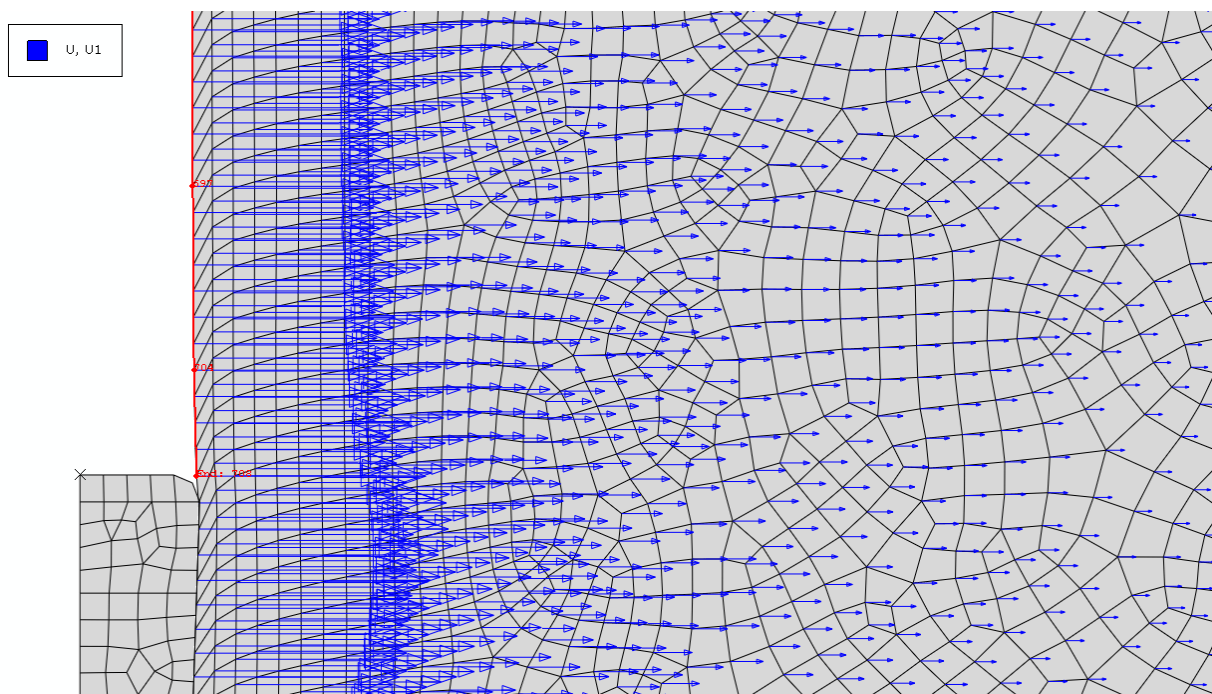


Figure 5-33 : Agrandissement des vecteurs des déplacements radiaux ($U1$) de la ligne avale (L-Av) de la cavité pré-forée. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage (D) du cône de 4.15 m. Première phase de l'analyse, cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

5.6.1.4.3.3 Conclusion

Ici, les contraintes radiales ($S11$) appliquées sur les éléments formant le trou pilote et qui sont en contact avec le fût du cône sont signées négativement (Figure 5-21) subissant ainsi une compression radiale et un déplacement ($U1$) qui tend à les éloigner de l'axe du trou pilote. Ceci est encore vrai pour les éléments du trou pilote situés en aval immédiat du cône.

Sur les lignes L-Av et L-Am, et à partir de certaines distances, le phénomène inverse peut être observé : les éléments du trou pilote sont sollicités par des contraintes (S11) positives (déchargement et détente radiale, Figure 5-21) qui tendent à les pousser à l'intérieur du trou pilote (voir les vecteurs déplacements à la Figure 5-31 et à la Figure 5-33).

D'après la théorie de l'expansion des cavités cylindriques, la contrainte radiale appliquée sur le mur de la cavité (cylindrique, infiniment longue), et qui est nécessaire pour produire l'expansion de la cavité cylindrique, ne peut changer de signe durant l'expansion ou même la contraction (en déchargement) de cette cavité. Conséquemment, tous les éléments discrétisant le sol doivent se déplacer dans le sens de la contrainte radiale appliquée sur le mur de la cavité. Cette dernière hypothèse semble être violée par les résultats dérivés des analyses de l'essai par la méthode des éléments finis car :

- a) La cavité en amont du cône passant subit une expansion non uniforme dans le voisinage du cône et une contraction non uniforme dans la partie éloignée de ce dernier. Cette contraction est maximale au fond du trou pilote où on observe à partir du maillage déformé, une poussée du sol empilé vers l'intérieur du trou pilote ; et
- b) La cavité en aval du cône passant subit une expansion non uniforme. Le maillage déformé montre une légère accumulation (ou bien un empilement) du sol derrière le cône.

5.6.2 Contrainte d'adhérence équivalente à une fraction de la résistance au cisaillement non drainé

Dans ce sous paragraphe, l'essai ISCT-1 a été simulé pour avec deux conditions différentes de la contrainte d'adhérence (τ_{inter}) : 1) $\tau_{inter} = 0.35k$ et 2) $\tau_{inter} = 0.25k$ (paragraphe 5.4). Les résultats de ces deux simulations se trouvent aux sous paragraphes 5.6.2.1 et 5.6.2.2.

5.6.2.1 Résultat de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).

La simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant) est déduite à partir de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) en imposant la condition $\tau_{inter} = 0.35k$; tout le reste est inchangé.

La Figure 5-34 montre les contours des contraintes de von Mises prédites (S) à une profondeur de fonçage du cône (D) de 4.16 m, ceci dans un plan vertical passant par l'axe de symétrie de l'assemblage cône-sol. La zone plastique (Figure 5-34) développée dans le sol a la même forme que celle présentée à la Figure 5-14, mais ici elle se rétrécit. Cette zone totalement plastique est limitée par le contour $AC \text{ YIELD} = 1$ dans la Figure 5-35 où on y retrouve également les déformations plastiques équivalentes.

Les contours des contraintes radiales (S_{11}), tangentielles (S_{33}), verticales (S_{22}), et des contraintes de cisaillement (S_{12}), pour un fonçage (D) de la sonde de 4.16 m, sont montrés à la Figure 5-36.

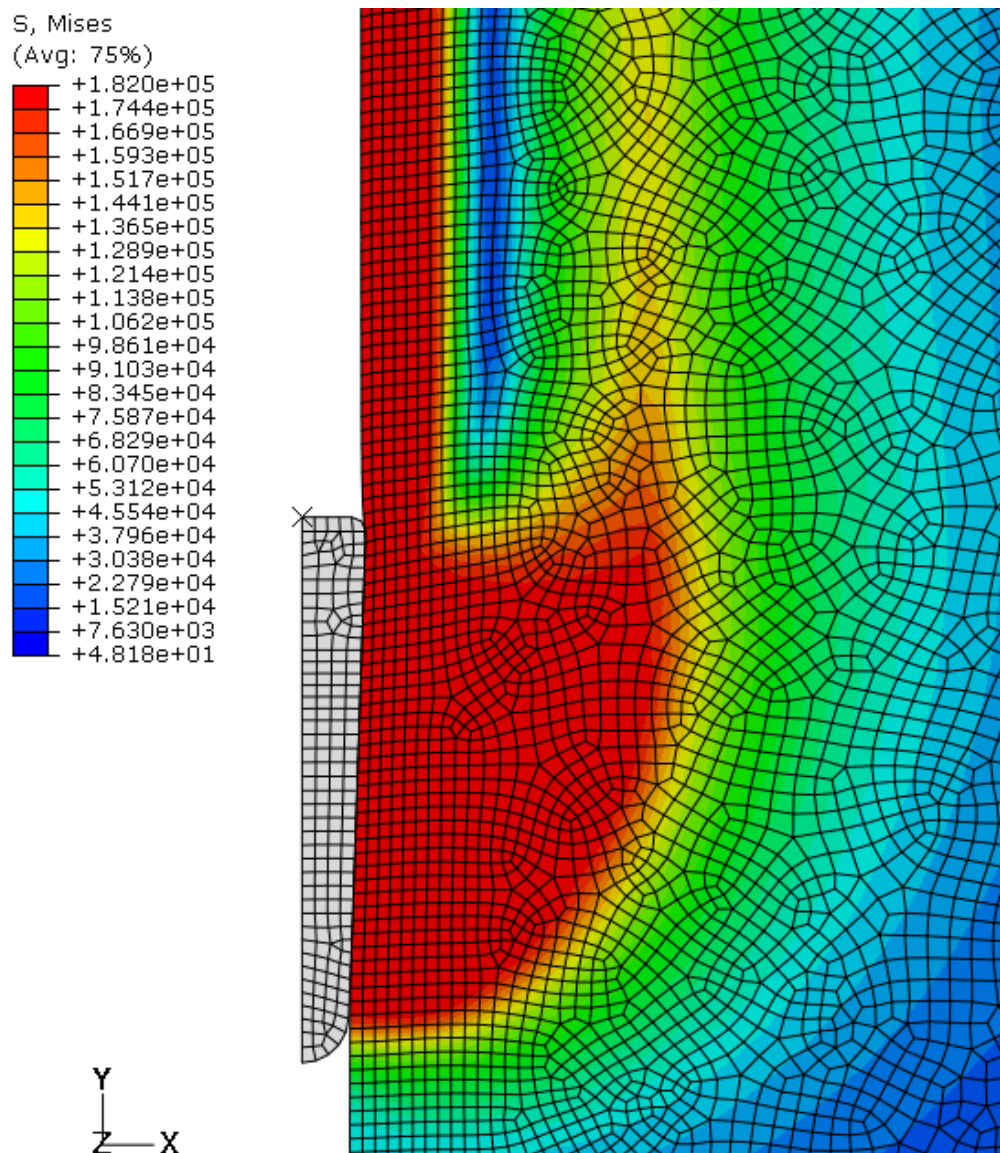


Figure 5-34 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.16 m et au temps $t = 208.1$ s. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).

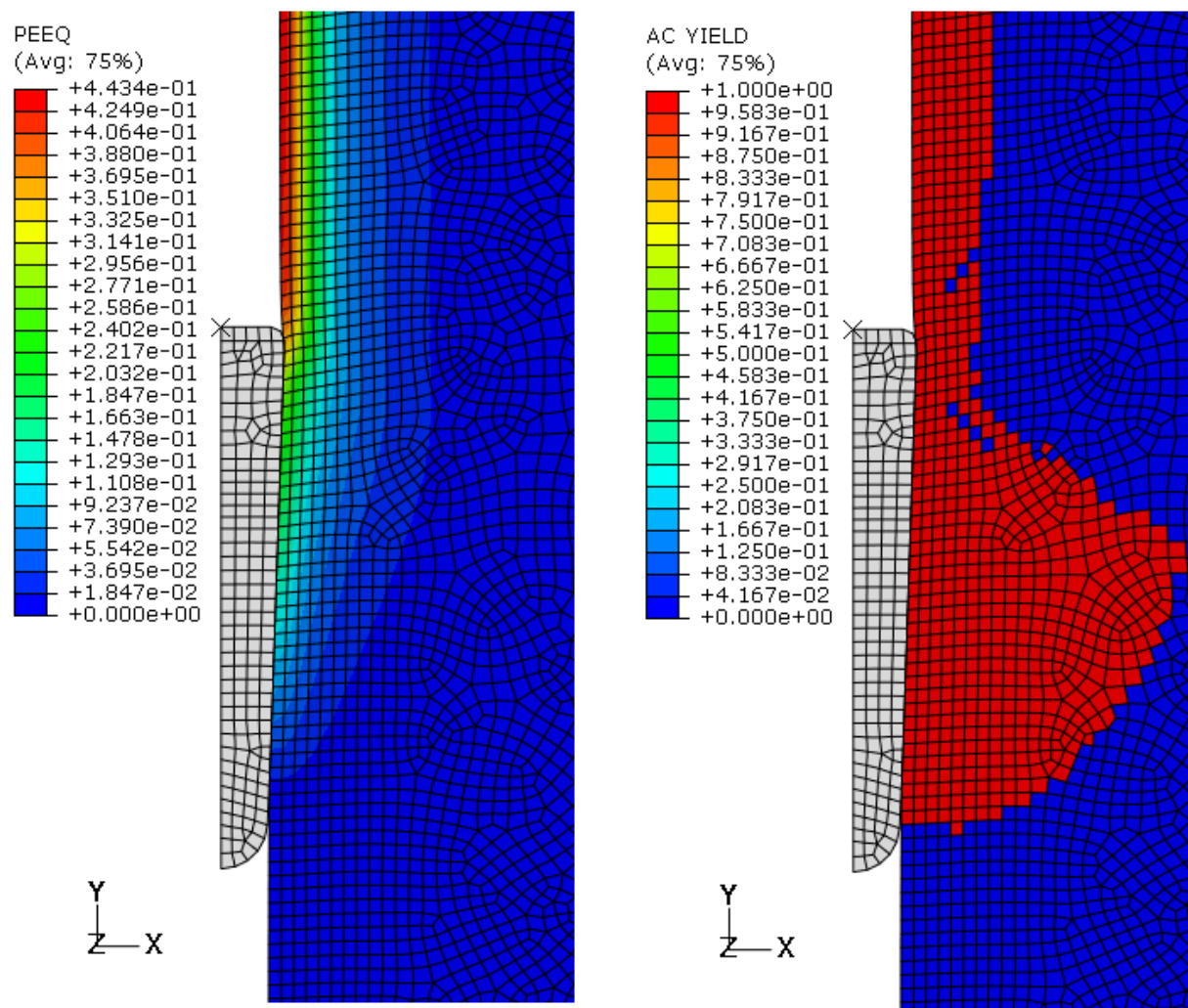


Figure 5-35 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (PEEQ) et zone toalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.16m et au temps $t = 208.1s$. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).

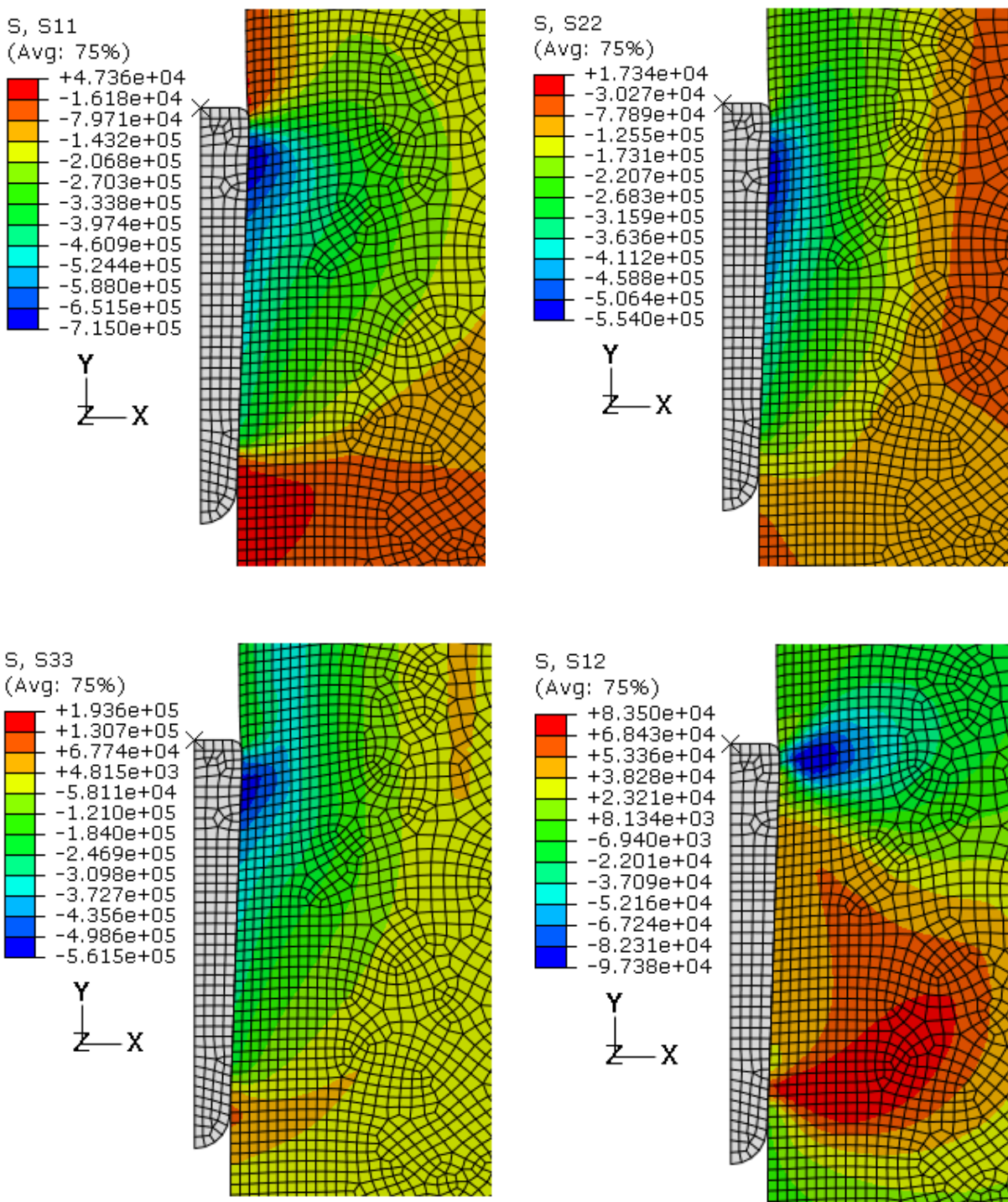


Figure 5-36 : Contours des contraintes radiales (S11), verticales (S22), tangentiels (S33), et de cisaillement (S12) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.16m et au temps $t = 208.1s$. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).

5.6.2.1.1 Les pressions totales prédites par les capteurs

La distribution des pressions de contact (*CPRESS*) sur la surface latérale du cône est montrée à la Figure 5-37. Il est clair que cette pression augmente avec le rayon de la cavité interne (c.-à.-d. r_i dans la Figure 5-3).

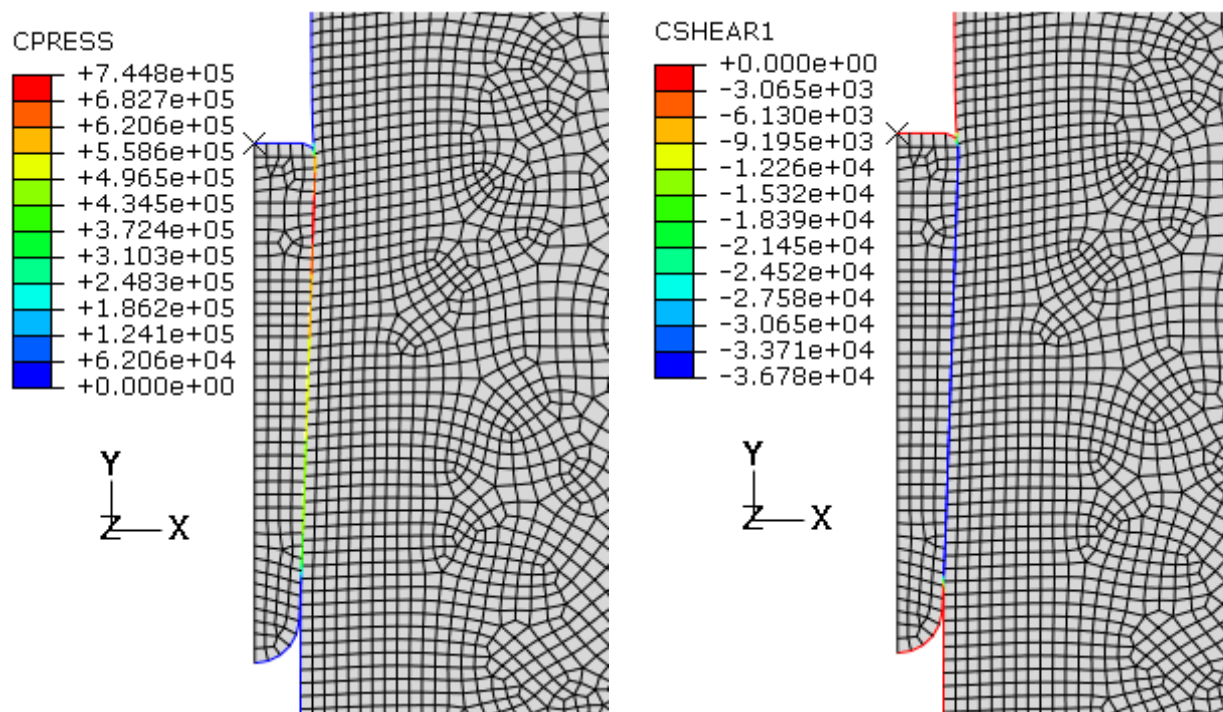


Figure 5-37 : Contours des pressions de contact prédites (*CPRESS*), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (*CSHEAR1*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.16 m et au temps $t = 208.1$ s. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).

La répartition de la contrainte de cisaillement tangentielle sur l'interface cône-argile est encore montrée à la même Figure 5-37. Cette contrainte qui exprime l'adhérence entre le sol et le cône garde une valeur constante de -3.678×10^3 Pa (contour bleu) lors du déplacement du cône.

Les profils des pressions de contact prédites (*CPRESS*) pour les cinq capteurs versus la profondeur de fonçage du cône (D) sont montrés à la Figure 5-38. Comme dans 5.6.1.4.2, la variation de *CPRESS* en fonction de D suit une phase transitoire suivie d'une deuxième phase de fonçage où la pression *CPRESS* varie quasi linéairement avec D (c.-à.-d pour $D \geq 0.6$ m).

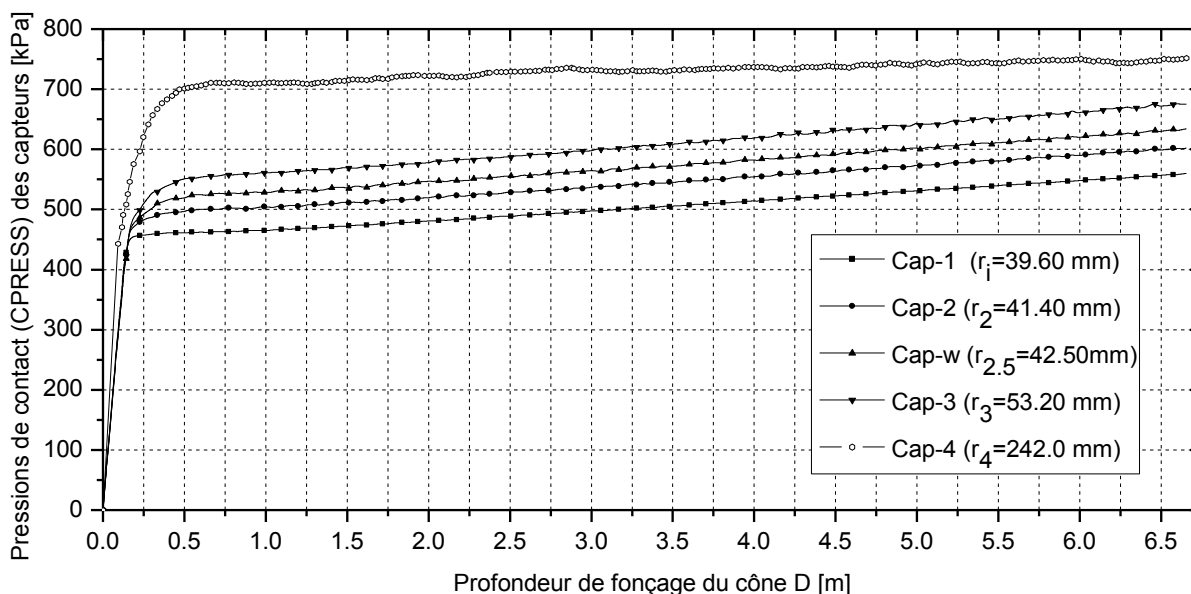


Figure 5-38 : Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).

5.6.2.2 Résultat de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

La simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant) est déduite à partir de la simulation Sim 5-1 en imposant $\tau_{inter} = 0.35 k$; tout le reste est inchangé.

La Figure 5-39 montre les contours des contraintes de Mises prédites (S) à une profondeur de fonçage du cône (D) de 4.168m, ceci dans un plan vertical passant par l'axe de symétrie de l'assemblage cône-sol. La zone plastique (Figure 5-39) développée dans du sol a la même forme que celle présentée à la Figure 5-34, mais ici elle se rétrécit davantage. Cette zone totalement plastique est limitée par le contour $AC YIELD = 1$ dans la Figure 5-40 où on y retrouve également les déformations plastiques équivalentes.

Les contours des contraintes radiales ($S11$), tangentielles ($S33$), verticales ($S22$), et des contraintes de cisaillement ($S12$), pour un fonçage (D) de la sonde de 4.168m, sont montrés à la Figure 5-41.

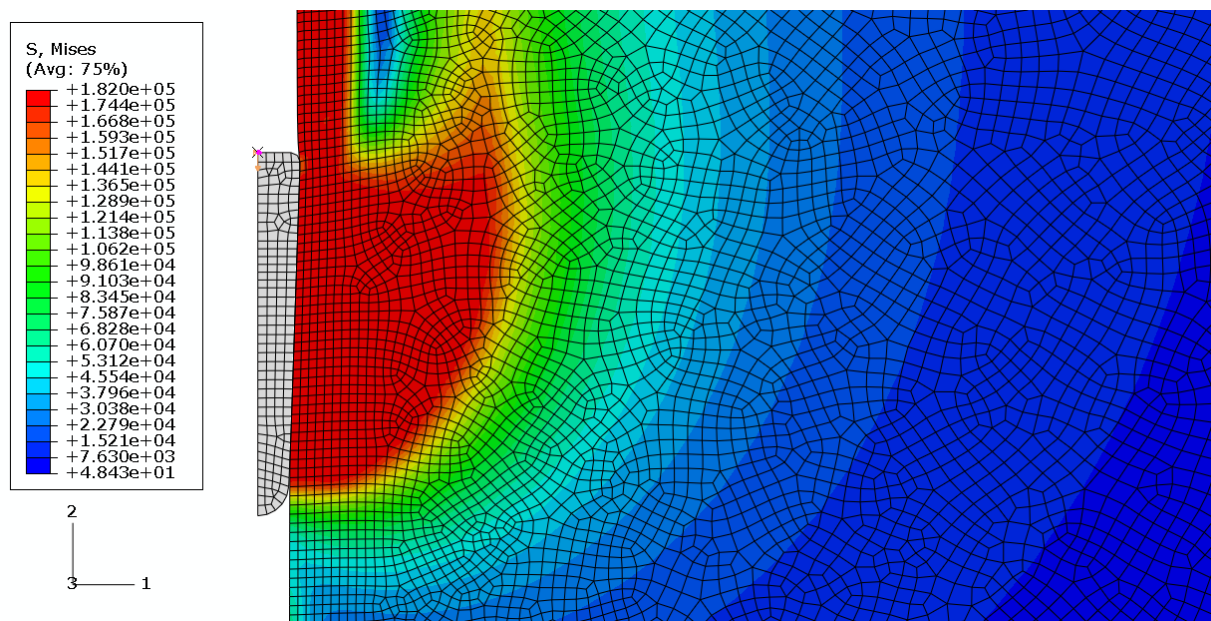


Figure 5-39 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.168m et au temps $t = 208.4$ s. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

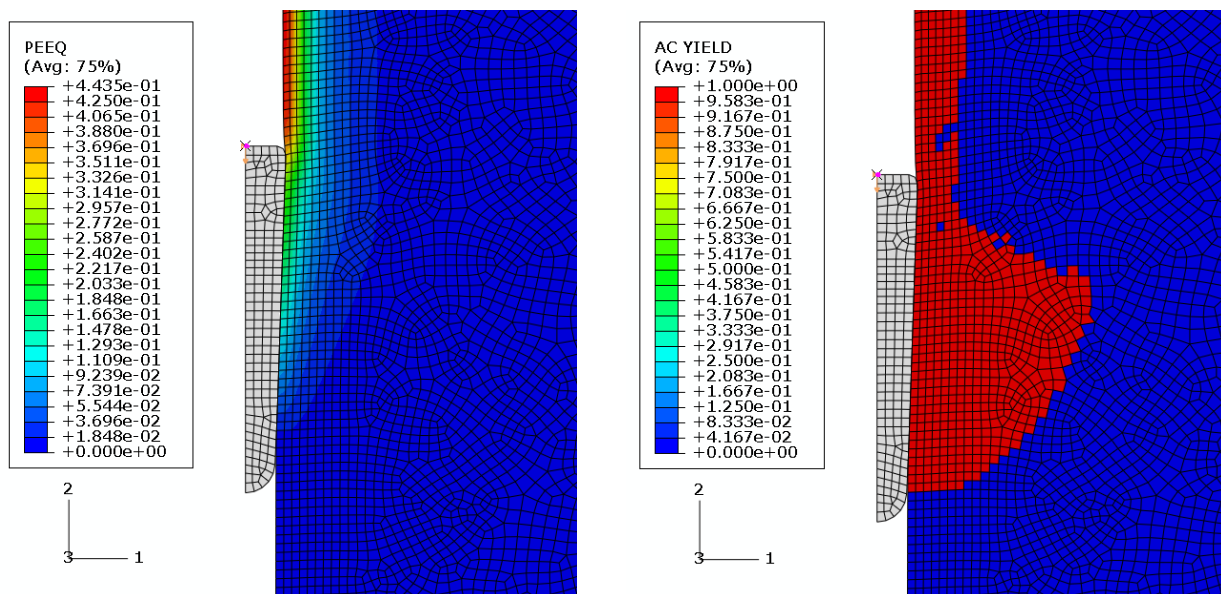


Figure 5-40 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (PEEQ) et zone totalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.168m et au temps $t = 208.4$ s. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

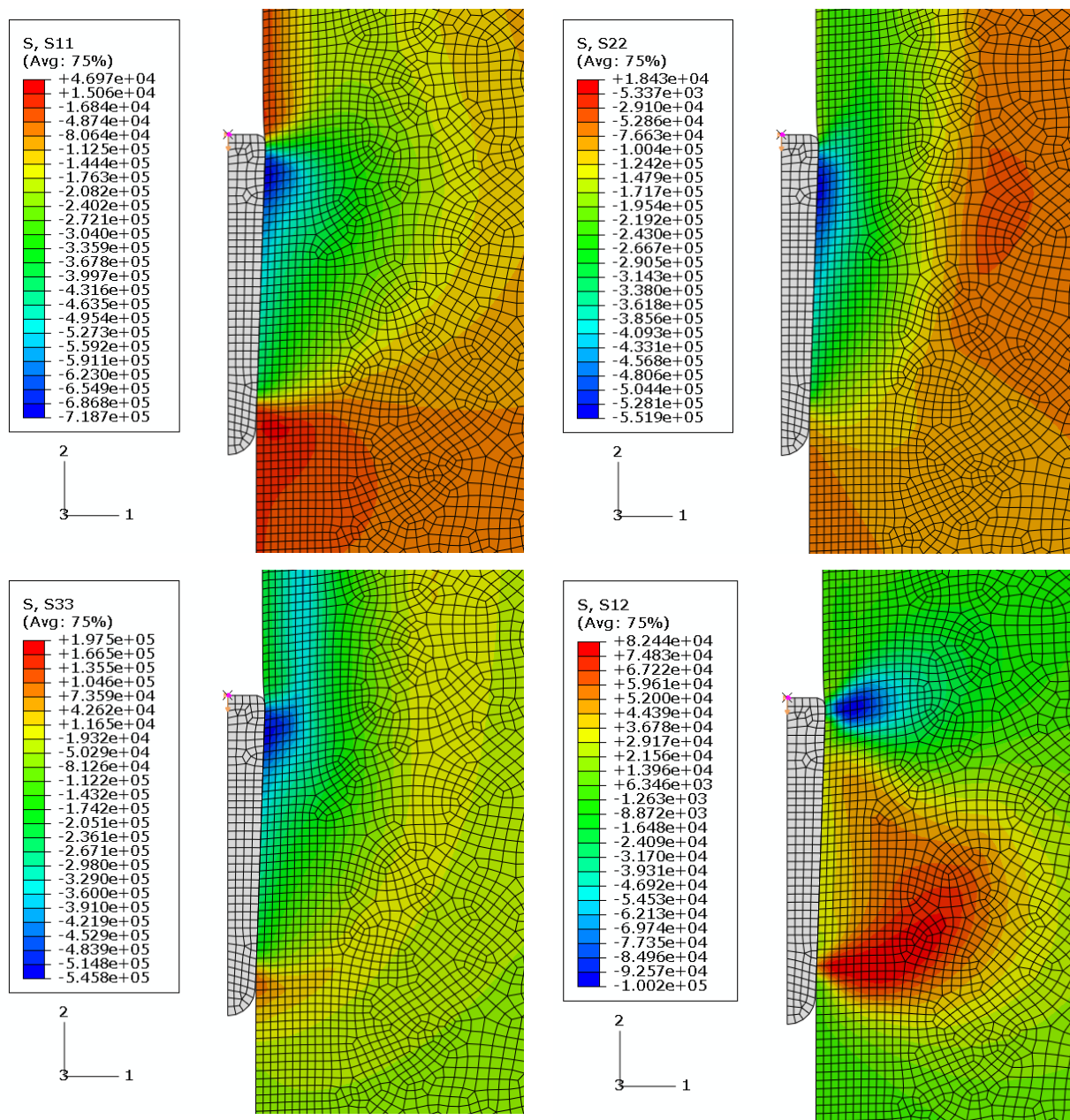


Figure 5-41 : Contours des contraintes radiales (S11), verticales (S22), tangentielles (S33), et de cisaillement (S12) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.168m et au temps $t = 208.4s$. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

5.6.2.2.1 Les pressions totales prédites par les capteurs

La distribution des pressions de contact (*CPRESS*) sur la surface latérale du cône est montrée à la Figure 5-42. Il est clair que cette pression augmente avec le rayon de la cavité interne (c.-à.-d. r_i dans la Figure 5-3).

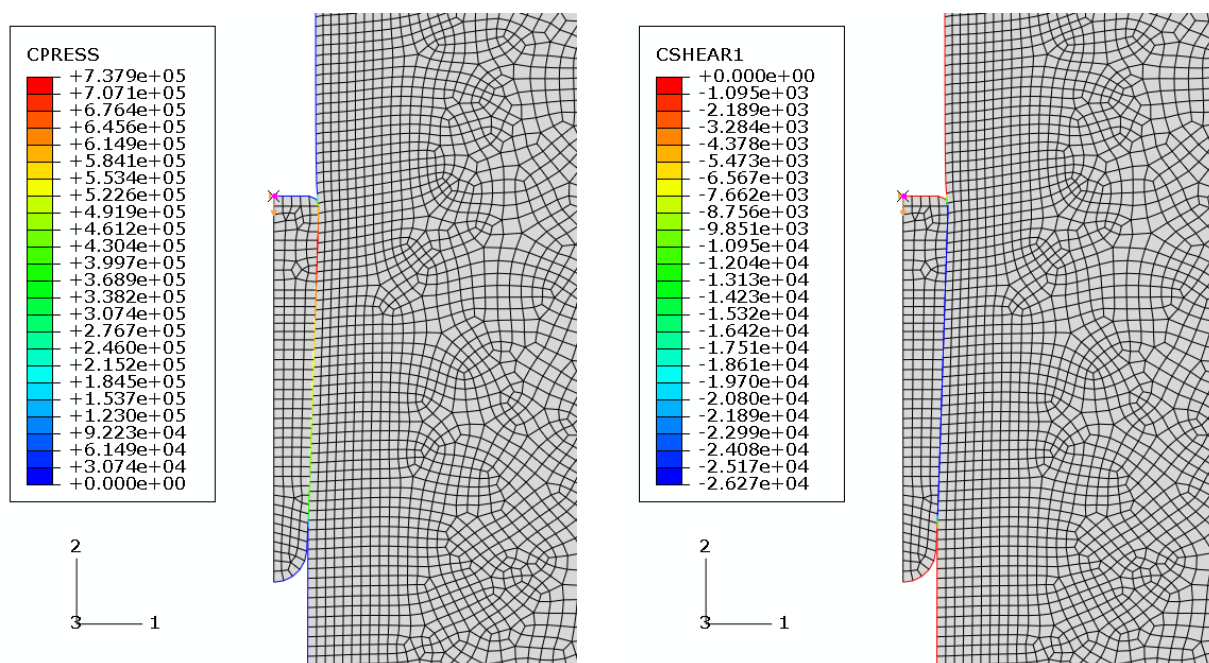


Figure 5-42 : Contours des pressions de contact prédites (*CPRESS*), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (*CSHEAR1*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.168 m et au temps $t = 208.4$ s. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

La répartition de la contrainte de cisaillement tangentielle (*CSEARI*) sur l'interface cône-argile est encore montrée à la même Figure 5-42. Cette contrainte qui exprime l'adhérence entre le sol et le cône garde une valeur constante de 26.27×10^3 Pa (contour bleu) lors du déplacement du cône.

Les profils des pressions de contact prédites (*CPRESS*) pour les cinq capteurs versus la profondeur de fonçage du cône (D) sont montrés à la Figure 5-43. Comme dans 5.6.1.4.2 et 5.6.2.1, la variation de *CPRESS* en fonction de D suit une phase transitoire suivie d'une

deuxième phase de fonçage où la pression CPRESS varie quasi linéairement avec D (c.-à.-d pour $D \geq 0.6$ m).

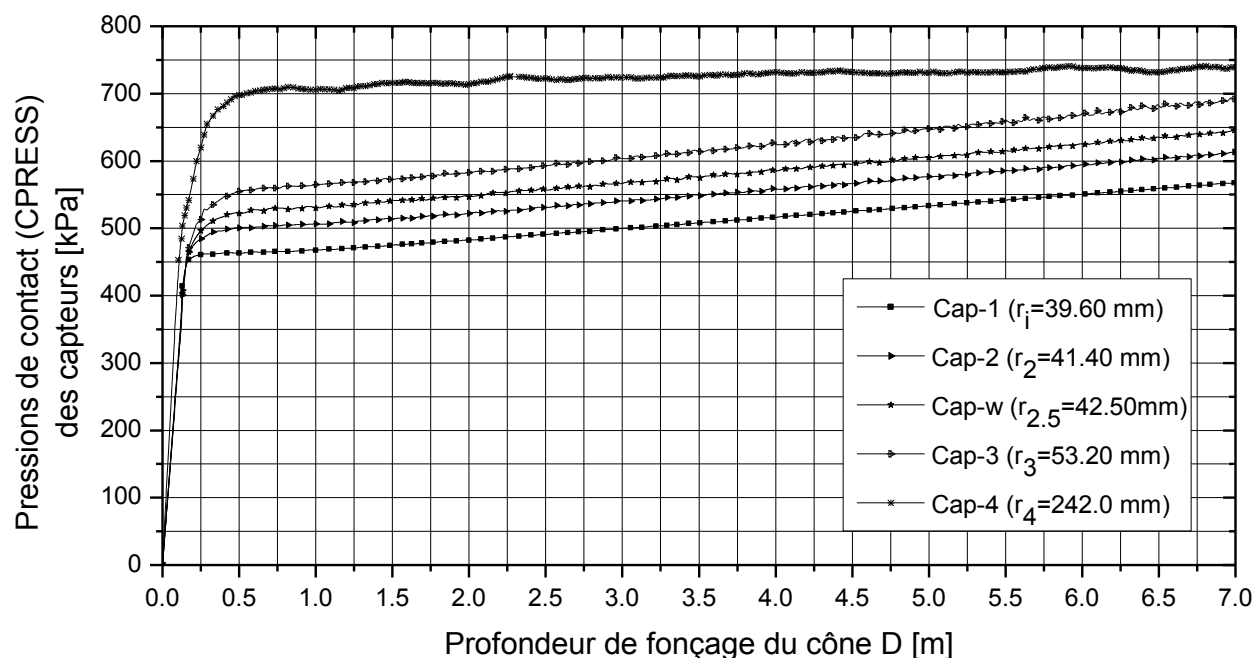


Figure 5-43 : Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

5.6.3 ISCT-1 avec une interaction parfaitement lisse

5.6.3.1 Résultat de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

La simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) est déduite à partir de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) en imposant $\tau_{inter} = 0$ (c.-à.-d. la contrainte tangentielle du contact au niveau de l'interface cône-sol est constamment nulle); tout le reste est inchangé.

La Figure 5-44 montre les contours des contraintes de von Mises prédites (S) à une profondeur de fonçage du cône (D) de 4.12 m et au temps $t = 206.4$ s. La zone plastique (Figure 5-46) développée dans du sol a la même forme que celle présentée à la Figure 5-39, mais ici elle se rétrécit encore davantage. Cette zone totalement plastique est limitée par le contour

$AC\ YIELD = 1$ dans la Figure 5-45 où on y retrouve également les déformations plastiques équivalentes. Les contours des contraintes radiales (S_{11}), tangentielles (S_{33}), verticales (S_{22}), et des contraintes de cisaillement (S_{12}), pour un fonçage (D) de la sonde de 4.12 m, sont montrés à la Figure 5-46.

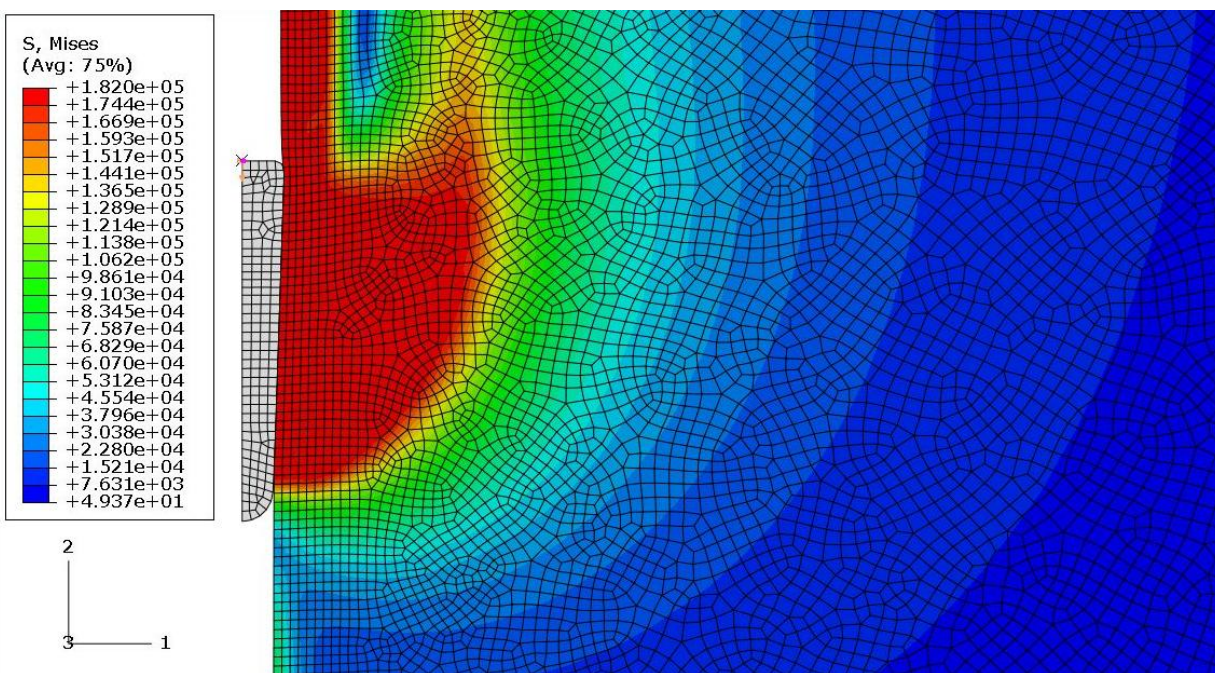


Figure 5-44 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.12 m et au temps $t = 206.4\text{s}$. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

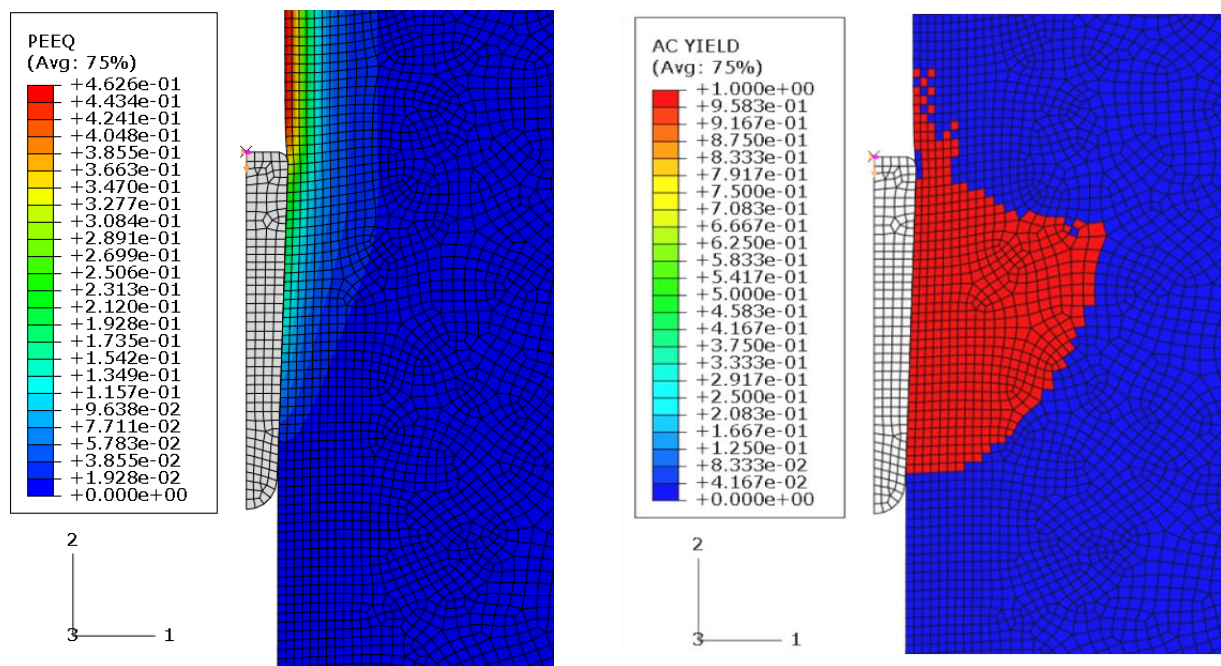


Figure 5-45 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (PEEQ) et zone totalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.12m et au temps $t = 206.4$ s. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

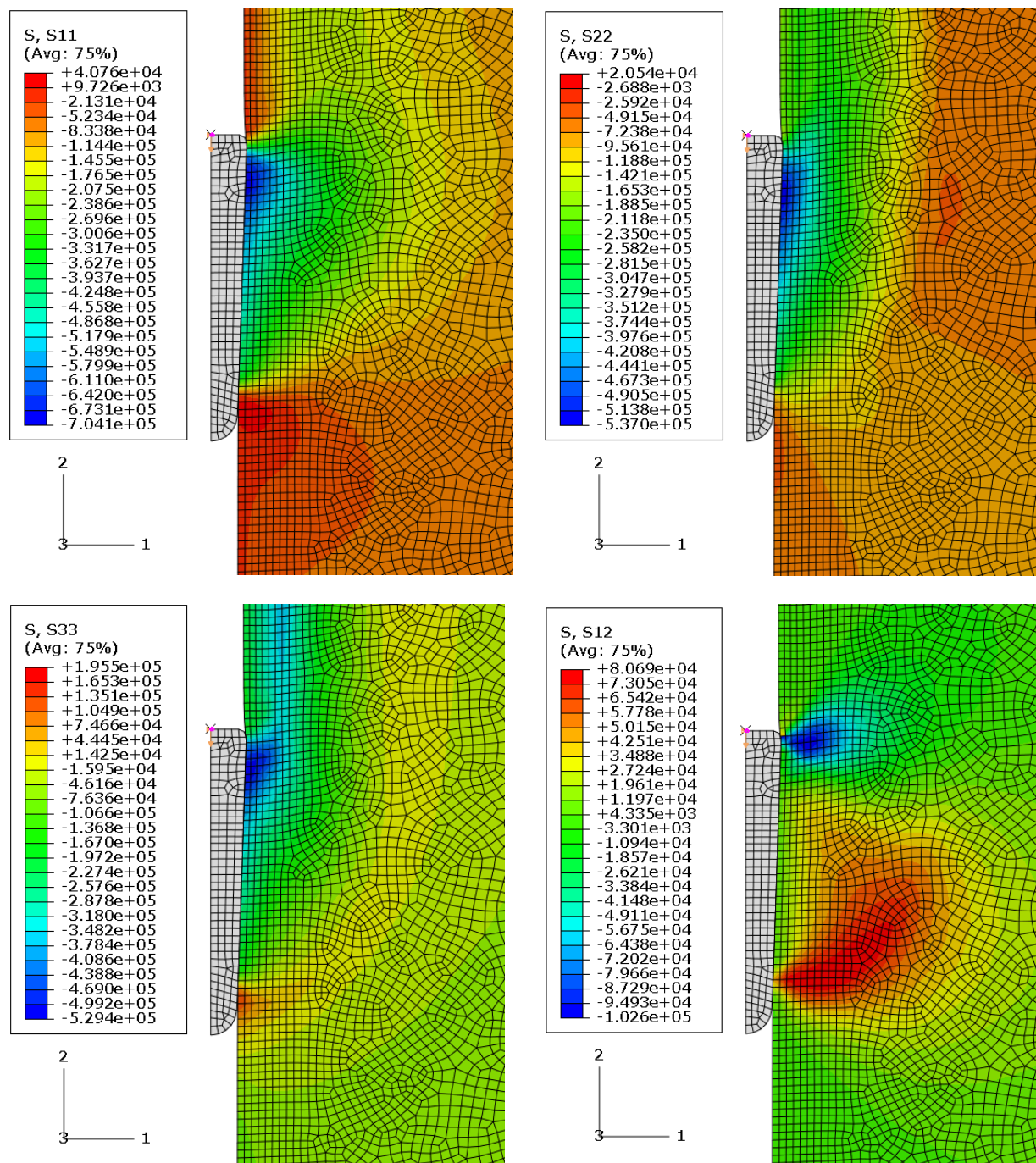


Figure 5-46 : Contours des contraintes radiales (S_{11}), verticales (S_{22}), tangentielles (S_{33}), et de cisaillement (S_{12}) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.12m et au temps $t = 206.4s$. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

5.6.3.1.1 Les pressions totales prédites par les capteurs

La Figure 5-47 montre la variation de la pression de contact de chaque capteur en fonction de la profondeur de fonçage du cône effile. Les courbes Cap-1, Cap-2, Cap-3, et Cap-4 peuvent être considérées comme linéaires avec une bonne approximation. Ceci pour des profondeurs de fonçage au delà de 0.5 m.

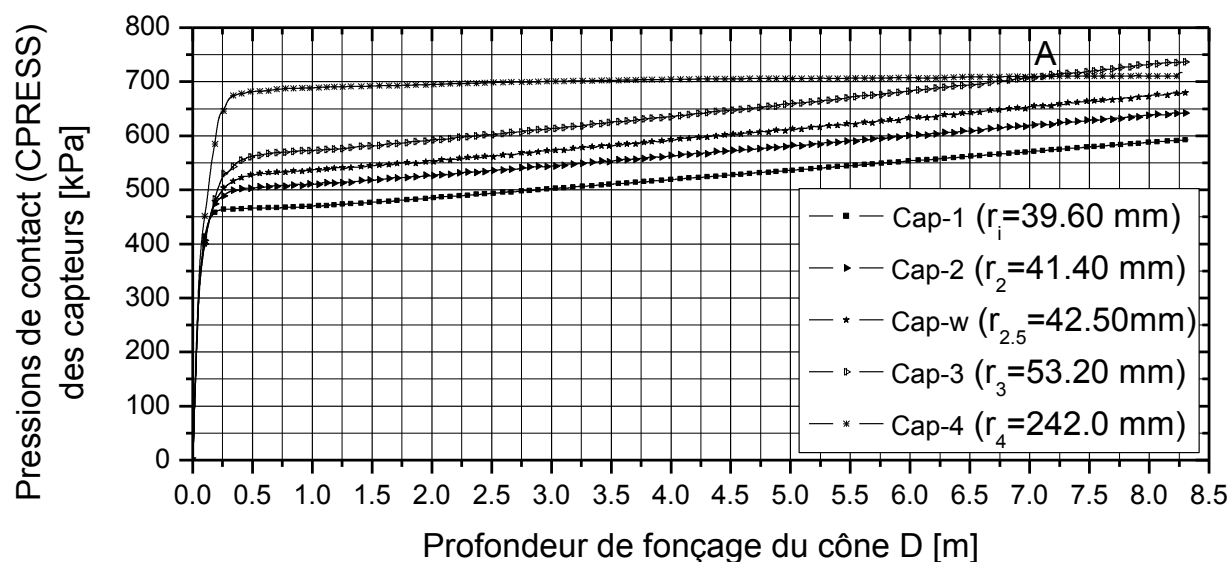


Figure 5-47 : Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

Il faut souligner un résultat important qui découle de la simulation présente : les courbes relatives aux capteurs de pressions totales numéros 3 et 4 (c.-à.-d. Cap-3 et Cap-4) vont se croiser à une profondeur de fonçage du cône de 7.1m au point A (Figure 5-47). Cette profondeur et ce point critiques seront nommés DID et DIP respectivement (c.-à.-d. "deep intersection depth" et "deep intersection point"). À cette profondeur, les courbes de pressions de contact totales versus profondeurs de fonçages (ou encore on peut l'exprimer en fonction de la profondeur du sol) des capteurs de rives (c.-à.-d. Cap-3 et Cap-4) vont se croiser. Cette situation est montrée en détail à la Figure 5-47.

Il est clair qu'au delà de la profondeur DID (point A de la Figure 5-47), l'ordre des valeurs des pressions totales va être inversé. Ceci veut dire pratiquement qu'au delà de

$DID=7.1\text{m}$, le capteur 4 va mesurer une pression totale inférieure à celle mesurée par le capteur 3. En haut du point A, les pressions totales mesurées par le capteur 4 seront supérieures à celles mesurées avec le capteur 3. Ce résultat dérive du fait que les pentes des courbes Cap-3 et Cap-4 dans la Figure 5-47 sont différentes.

La distribution des pressions de contact (*CPRESS*) sur la surface latérale du cône est montrée à la Figure 5-48. Cette pression augmente toujours avec le rayon de la cavité interne (c.-à.-d. r_i dans la Figure 5-3). La contrainte de cisaillement tangentielle appliquée sur l'interface cône-argile garde ici une valeur nulle et est montrée à la même Figure 5-48.

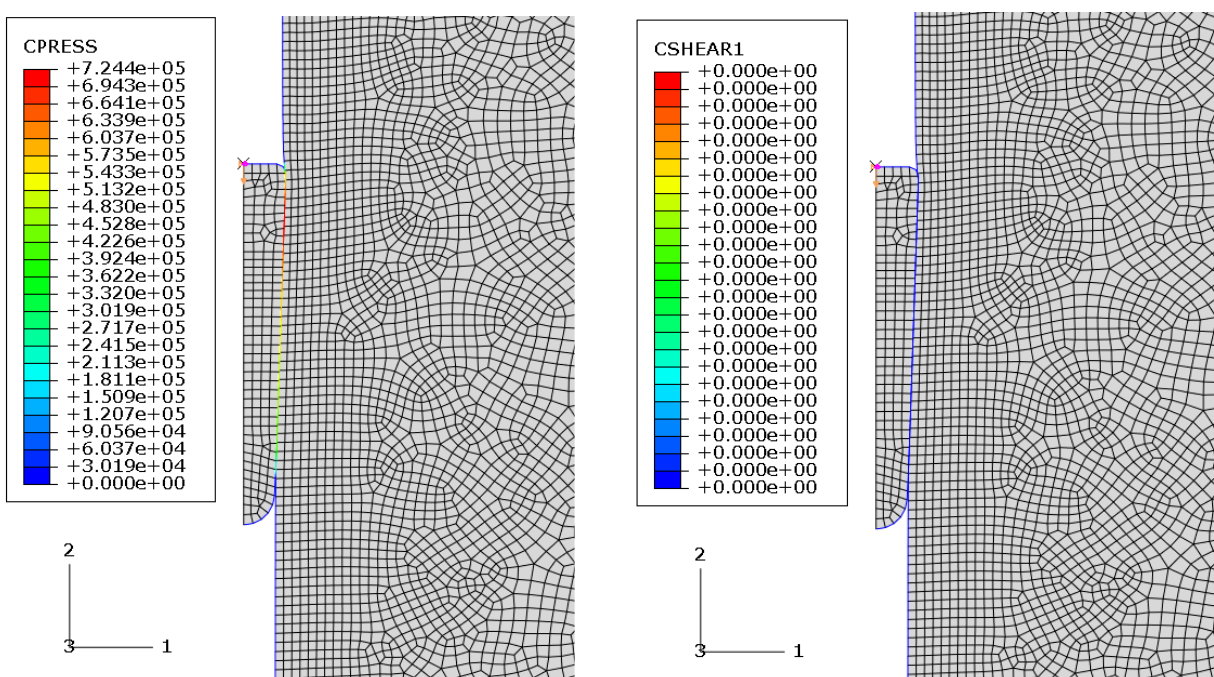


Figure 5-48 : Contours des pressions de contact prédites (*CPRESS*), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (*CSHEAR1*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.12 m et au temps $t = 206.4\text{s}$. Cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

5.6.4 Substitution de la contrainte radiale par la pression de contact

Durant le processus de pénétration profond, la théorie d'interprétation du cône effilé suppose que pour une déformation quelconque, la pression radiale appliquée sur le mur de la

cavité, peut être approximée par la pression totale de contact mesurée par le capteur. La pertinence de cette hypothèse a été examinée dans le cas de la Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

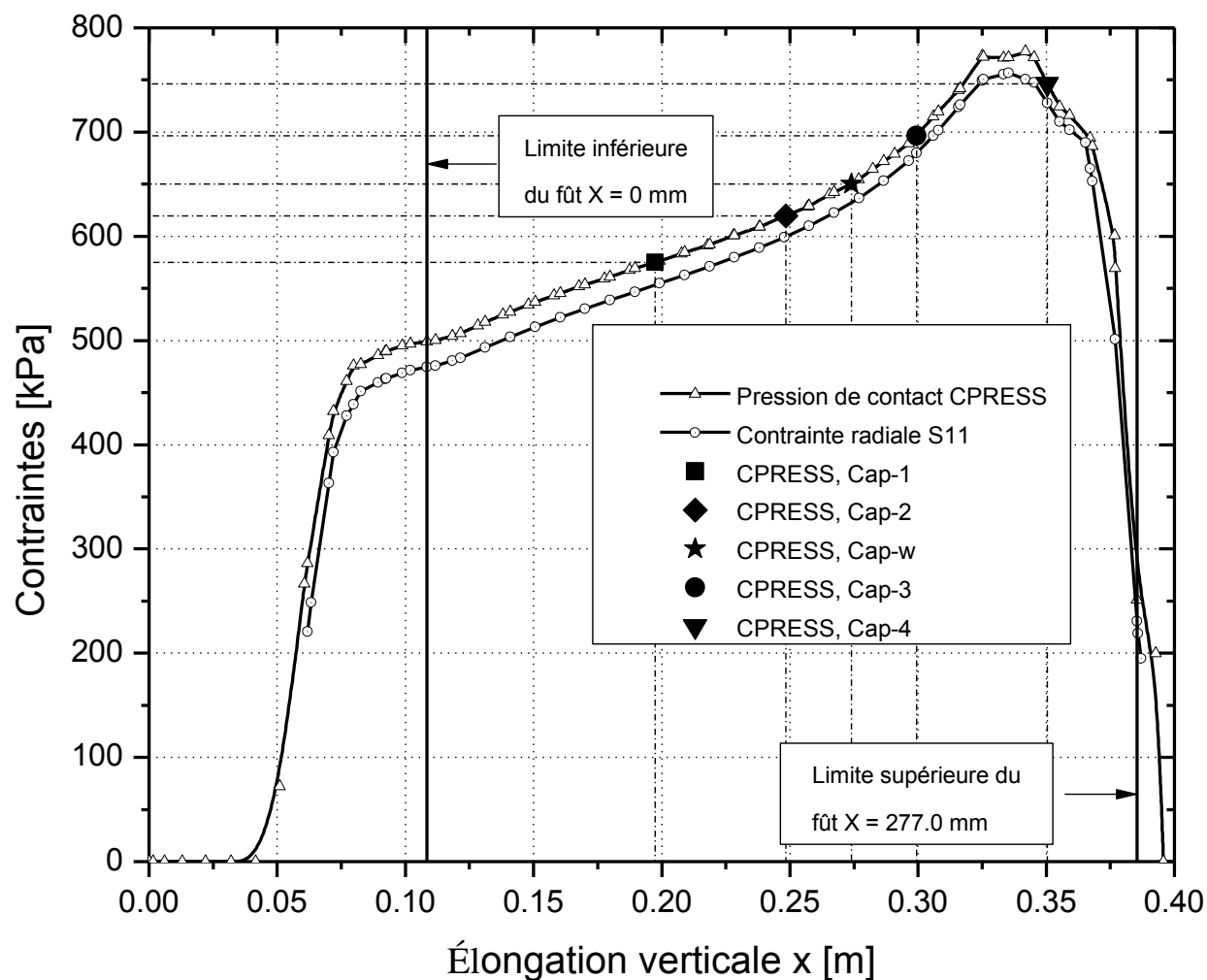


Figure 5-49 : Distribution des pressions de contact et des contraintes radiales sur la surface latérale du cône effilé numéro 1 foncé à une profondeur $D = 7.78$ m. Cas de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

La Figure 5-49 montre la distribution des pressions de contact prédites le long de la surface latérale du cône rigide pour une profondeur de pénétration de 7.78 m. De même on y retrouve, les contraintes radiales (S_{II} dans la Figure 5-21) appliquées sur le sol au niveau de l'interface de contact cône-sol. L'origine de la position verticale x est le point matériel le plus bas

du cône alors que la position le long du fût du cône X ($0 \leq X \leq 277 \text{ mm}$), est définie à la Figure 5-3. Il est à conclure que les pressions de contact peuvent être approximées par les contraintes radiales. À titre d'exemple, on peut écrire quantitativement que l'erreur relative $(S11 - CPRESS)/S11$ commise en adoptant cette approximation est de l'ordre 4.6 %.

5.6.5 Effet de la variation de l'adhérence sur l'essai ISCT-1

L'essai au cône effile instrumenté est largement influencé par l'état de l'interface cône-sol. Pour un cas réel, où le poids propre du sol doit être considéré, on a étudié les deux cas extrêmes qui peuvent se présenter, c.-à.-d., le cas d'une adhérence supérieure et celui d'une interface parfaitement lisse. Entre ces deux cas, et selon l'état de la surface du cône, on peut trouver plusieurs cas intermédiaires pour lesquels la contrainte d'adhérence appliquée sur l'interface a une valeur appartenant à la fourchette : $0 \leq \tau_{inter} \leq 0.43 \times k$.

5.6.5.1 Effet de la variation de l'adhérence sur les pressions totales mesurées dans l'essai ISCT-1

Ce sous-paragraphe étudie la sensibilité des capteurs (c.-à.-d., les pressions de contact mesurées sur la surface latérale du cône) soumis à différentes contraintes d'adhérence. Donc, dans la suite on examine l'influence de l'état de surface du cône sur les pressions totales prédites.

Les pressions de contact ($CPRESS$) des capteurs Cap-1, Cap-2, Cap-w, Cap-3 et Cap-4 en fonction de la profondeur de fonçage du cône-1 sont présentées dans les figures qui suivent : Figure 5-50, Figure 5-51, Figure 5-52, Figure 5-53, Figure 5-54, et Figure 5-55. Les valeurs de la contrainte d'adhérence étudiées sont celles des simulations Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant), Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant), Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant) et Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

D'un point de vue qualitatif, la zone plastique développée dans le sol se rétrécit quand l'adhérence appliquée sur le fût du cône diminue. Les capteurs Cap-1, Cap-2, Cap-w et Cap-3 vont se comporter d'une façon similaire. On peut noter que la pression de contact ressentie par un de ces capteurs décroît très légèrement quand la contrainte d'adhérence appliquée sur la surface latérale du cône croît de $\tau_{inter} = 0 \times k$ à $\tau_{inter} = 0.43 \times k$ (Figure 5-50, Figure 5-51, Figure 5-52,

Figure 5-53, et Figure 5-54). La valeur absolue de la différence entre les pressions de contact extrêmes $d_{\Theta} = \left| CPRESS \Big|_{\Theta=0} - CPRESS \Big|_{\Theta=0.43} \right|$ augmente légèrement du capteur Cap-1 au Capteur Cap-3 (c.-à.-d. quand X augmente le long du cône, de $X = 89$ mm à $X = 191$ mm (Figure 5-3). À titre d'exemple, à une profondeur de fonçage du cône de 6 m, et pour les capteurs Cap-1, Cap-2, Cap-w et Cap-3, cette différence prendra respectivement les valeurs $d_{\Theta} \approx 7.32$ kPa, $d_{\Theta} \approx 10$ kPa, $d_{\Theta} \approx 10.92$ kPa, et $d_{\Theta} \approx 27.2$ kPa.

La variation relative de la pression de contact (ε_{CPRESS}) due à la variation de l'adhérence peut être un indice pour la mesure de la sensibilité d'un capteur. Dans ces conditions, pour une profondeur de fonçage de 6 m, on a : $\varepsilon_{CPRESS}(\text{Cap}-1) = 1.3\%$, $\varepsilon_{CPRESS}(\text{Cap}-2) = 1.7\%$, $\varepsilon_{CPRESS}(\text{Cap}-w) = 1.75\%$, et $\varepsilon_{CPRESS}(\text{Cap}-3) = 4.13\%$.

Le capteur numéro 4 (Figure 5-3) va se comporter d'une manière différente de celle des autres capteurs. La Figure 5-55 montre que la pression de contact ressentie par ce capteur décroît légèrement quand la contrainte d'adhérence appliquée sur la surface latérale du cône décroît de $0.43 \times k$ à $0 \times k$. Dans ces conditions, la valeur de d_{Θ} notée pour une profondeur de 6 m est de 44.5 kPa et $\varepsilon_{CPRESS}(\text{Cap}-4) = 6.2\%$. Il est à noter que dans le cas des cinq capteurs, il semble que la valeur de d_{Θ} augmente avec la profondeur de fonçage du cône.

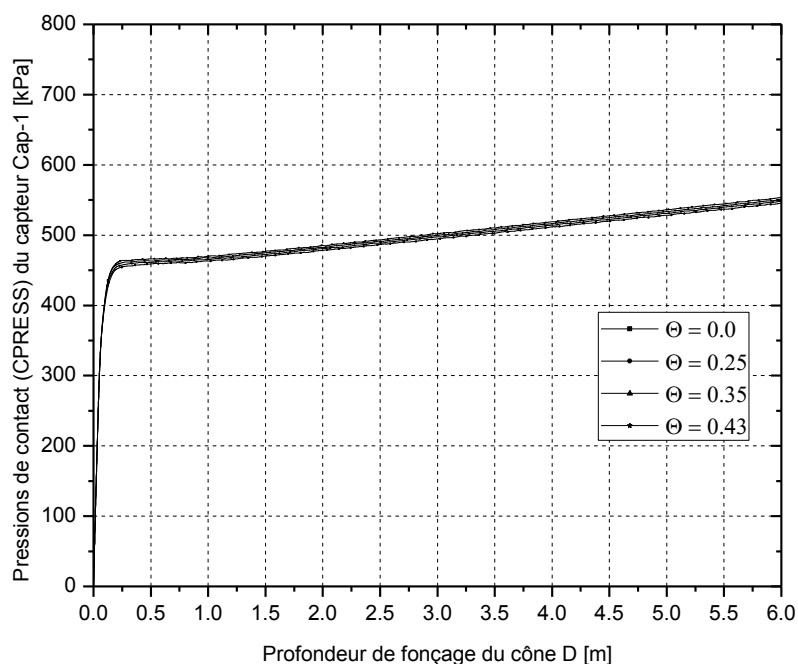


Figure 5-50 : Comparaison des courbes pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.

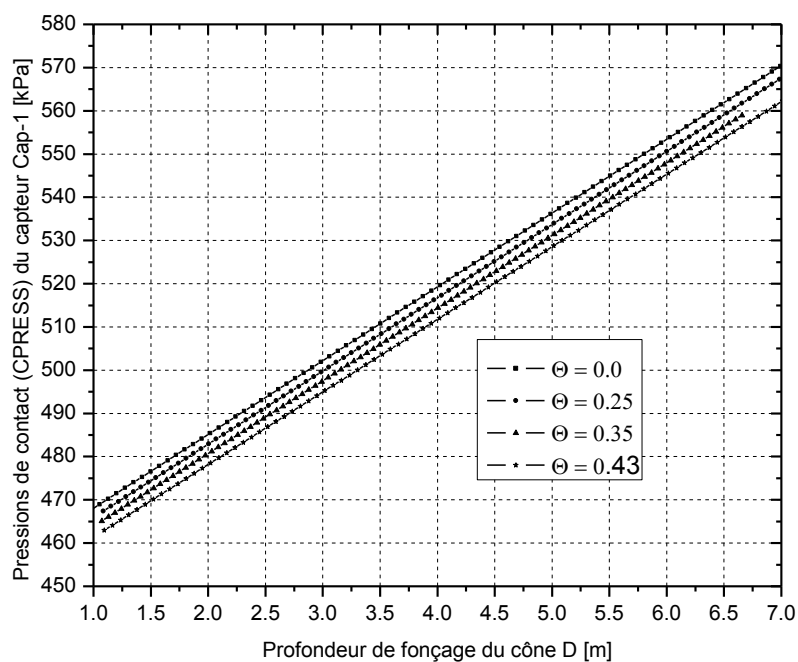


Figure 5-51 : Agrandissement des courbes pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.

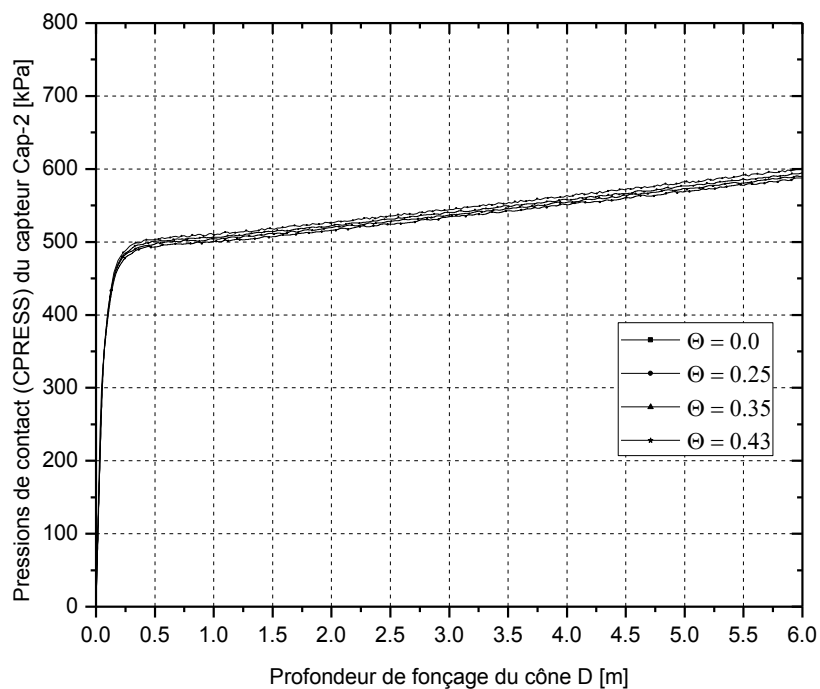


Figure 5-52 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur numéro 2 versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.

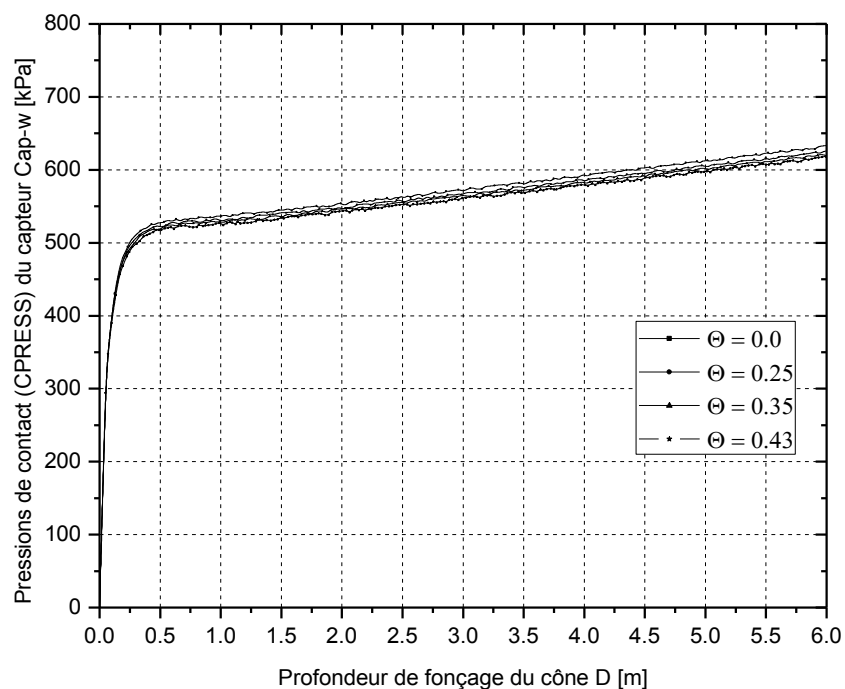


Figure 5-53 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur Cap-w versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.

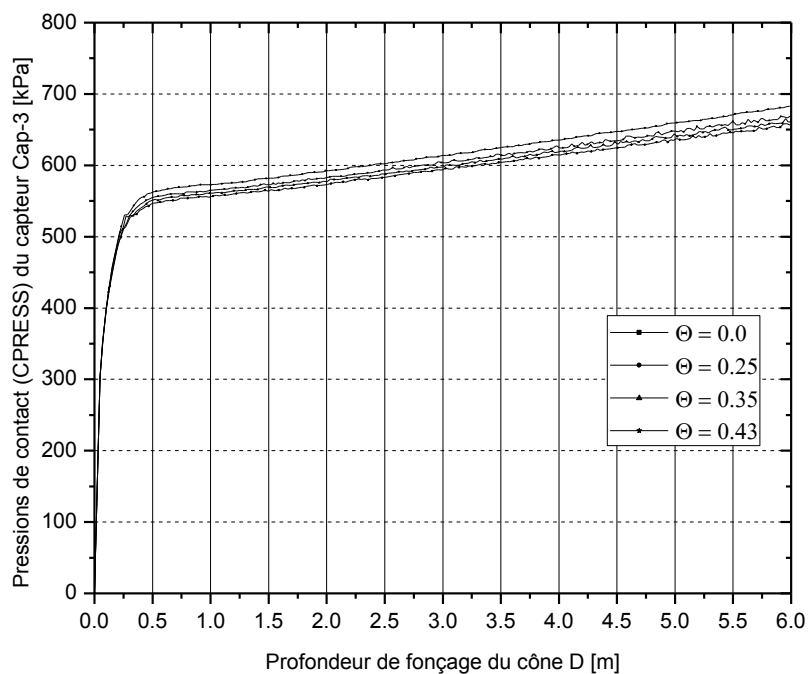


Figure 5-54 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur 3 versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.

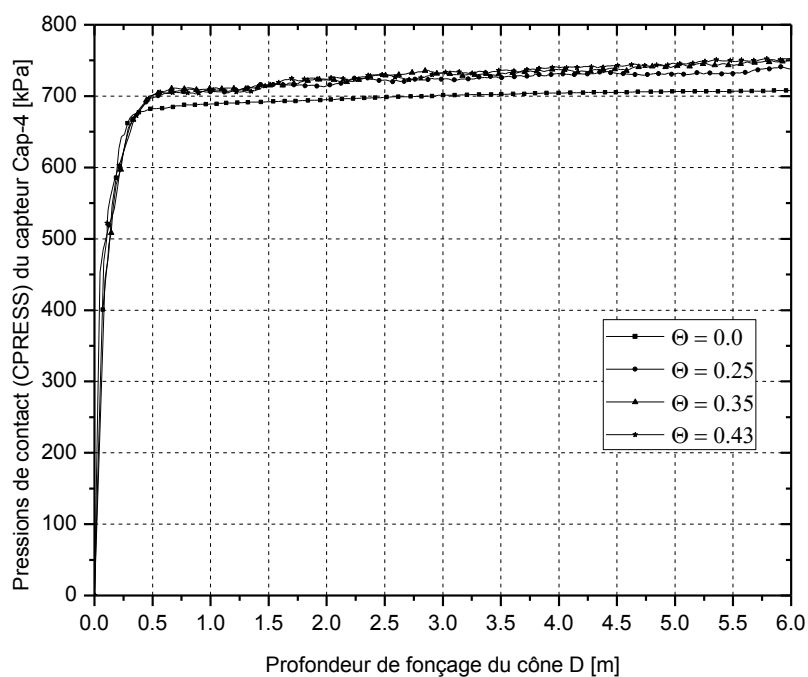


Figure 5-55 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur 4 versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.

5.6.5.1.1 Conclusion

En conclusion, avec l'instrumentation actuelle du cône effilé numéro 1, et pour des profondeurs de fonçage comparables à celle adoptée dans les simulations de cette thèse, on peut conclure que l'erreur sur la pression de contact prédite (et due à la variation de la contrainte d'adhérence) reste acceptable. Conséquemment, les capteurs cap-1, cap-2, Cap-w, et Cap-3 sont légèrement sensibles à la variation de la contrainte d'adhérence. Par contre il semble que le capteur de rive Cap-4 peut être considéré comme le plus sensible à cette variation de la contrainte d'adhérence ($\varepsilon_{CPRESS}(\text{Cap}-4) = 6.2\%$ pour $D = 6\text{m}$).

Il est à conclure que le capteur Cap-4 du cône-1 est mal implanté, ce qui impose l'utilisation d'une méthode de correction des pressions de contact mesurées par ce capteur. Cette méthode n'a pas été intégrée dans la théorie d'interprétation de cet essai. Probablement une méthode déterministe de correction des pressions de contact, semble être assez compliquée. C'est la raison pour laquelle, ce cône a été modifié en lui procurant plus d'élancement, et en espérant qu'avec le nouveau cône numéro deux, cette dernière anomalie sera résolue. L'étude détaillée du cône effilé numéro deux sera traitée dans la suite de cette thèse.

5.6.5.2 Effet de la variation de la contrainte d'adhérence appliquée sur le fût du cône ISCT-1 sur la profondeur critique (DID)

La profondeur (DID), semble décroître quand la contrainte d'adhérence τ_{inter} décroît, c.-à-d., le point DIP monte en haut vers la surface du sol. Ceci peut être déduit en comparant qualitativement les figures suivantes : Figure 5-24, Figure 5-38 , Figure 5-43, et Figure 5-47. Dans le cas de la simulation Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant), τ_{inter} est nulle (ce qui correspond à une interaction parfaitement lisse) et pour $\Theta = 0.0$ correspond la valeur minimale de la profondeur du point DIP, qui est égale à de 7 m dans le cas de cette dernière simulation.

Par contre, la valeur de DID va croître quand τ_{inter} se rapproche de la valeur supérieure $\tau_{inter} = 0.43 \times k$ (paragraphe 5.6). Dans ce cas, les courbes cap-3 et Cap-4 versus D dans la Figure 5-24 ne peuvent pas se croiser pour la profondeur du sol modélisé (c.-à-d. 9 m). Pour les deux

cas intermédiaires étudiés, c.-à.-d. les simulations Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant) et Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant), il est clair que la profondeur DID dans le cas de la première simulation est supérieure à celle de la deuxième simulation. Ceci peut être observé en comparant les pentes des courbes cap-3 et cap-4 versus D à la Figure 5-38 et à la Figure 5-43.

5.6.5.3 Effet de la variation de la contrainte d'adhérence appliquée sur le fût du cône ISCT-1 sur la force de fonçage

D'un point de vue pratique, il est important d'estimer les forces requises pour réaliser l'expansion de la cavité lors d'un essai ISCT. Ceci sert à sélectionner les outils nécessaires à la réalisation de cet essai.

La force verticale de fonçage du cône est la force de réaction verticale (RF2) appliquée au nœud de référence (RP) du cône rigide. C'est la force verticale nécessaire pour produire l'expansion de la cavité. La Figure 5-56 montre la variation de cette force de fonçage en fonction de la profondeur de fonçage du cône. Cette force croît rapidement au début du processus d'expansion, et elle continue à croître d'une façon linéaire et monotone avec la profondeur de fonçage. Il est à noter que cette force n'atteint jamais une valeur stationnaire car le poids du sol a été entièrement considéré et n'a pas été approximé par une surcharge de valeur constante.

L'effet de la variation de la contrainte d'adhérence est clairement montré à la Figure 5-56, où on retrouve les courbes des forces de fonçage versus la profondeur de fonçage du cône-1. Ces résultats sont les données sortantes des simulations : Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant), Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant), Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant) et Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

Prenons comme courbe de base, celle correspondante à une interface parfaitement lisse (c.-à.-d., $\tau_{inter} = 0 \times k$ ou bien $\Theta = 0$). L'examen de ces courbes montre que l'excès de force de fonçage (par rapport à la courbe de base) nécessaire pour réaliser l'expansion continue du trou pilote, avec une contrainte d'adhérence $\tau_{inter} = 0.43 \times k$ (ou même, $\tau_{inter} = 0.35 \times k$ ou $\tau_{inter} = 0.25 \times k$), peut être substantiel.

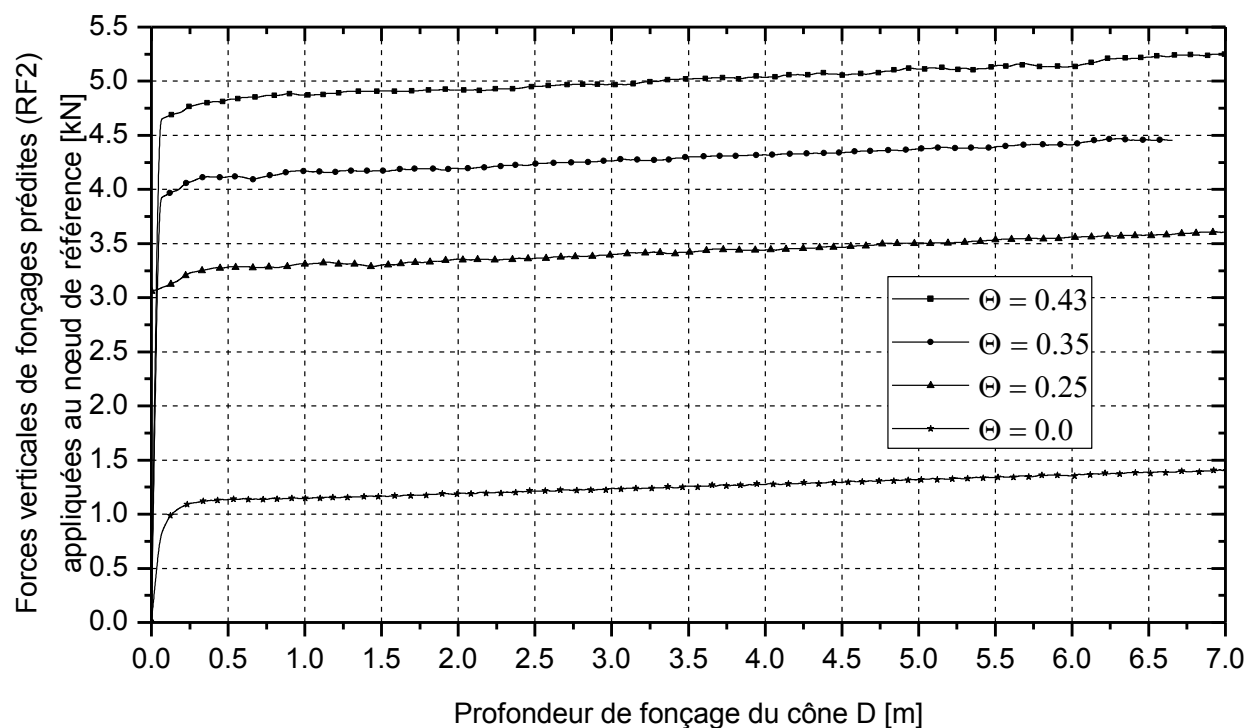


Figure 5-56 : Comparaison des courbes forces de fonçages versus la profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.

5.6.6 Effet de la variation du module d'élasticité de Young sur les pressions totales mesurées dans l'essai ISCT-1

Ce paragraphe examine l'effet de la variation du module d'élasticité de Young sur les résultats issus d'un essai ISCT. Ici on compare les résultats (données sortantes) des deux simulations : Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant). La dernière est déduite de la première en y imposant un module d'Young initial et constant de 9100 kPa.

5.6.6.1 Résultat de la simulation Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

Dans la présente simulation, il est supposé que la limite d'écoulement plastique soit atteinte pour une déformation nominale ε_{oy} de 2%, c.-à.-d.

$$\varepsilon_{oy} = 0.02 = 2\%$$

et le module d'Young vaut :

$$E_u = \frac{\sigma_{oy}}{\varepsilon_{oy}} = \frac{182 \times 10^3 \text{ Pa}}{0.02} = 9.100 \times 10^6 \text{ Pa} \approx 9100 \text{ kPa}$$

Donc, dans un diagramme contraintes vraies (σ) versus déformations logarithmiques (ε), on a les équations suivantes :

$$\begin{cases} \sigma = 9100000 \times \varepsilon & \text{pour } \varepsilon \leq \varepsilon_{oy} \\ \sigma = \sigma_{oy} & \text{pour } \varepsilon \geq \varepsilon_{oy} \\ E_u = 9100000 \text{ Pa} \\ \varepsilon_{oy} = 0.02 \\ \sigma_{oy} = 182 \times 10^3 \text{ Pa} \end{cases}$$

Dans le diagramme contraintes vraies (σ) versus déformation plastique (ε_{pl}), on a :

$$\sigma = \sigma_{oy} = 182 \times 10^3 \text{ Pa} \quad \text{pour } \varepsilon_{pl} \geq 0$$

Le tableau suivant, compare les propriétés mécaniques du modèle mécanique utilisé dans le cas des simulations Sim 5-4 et Sim 5-5.

Tableau 5-3 : Tableau comparatif des propriétés mécaniques de model elastique - parfaitement plastique dans le cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, E = 9100 kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

	Sim 5-4	Sim 5-5
ε_{oy} (%)	0.738	0.02
E_u (kPa)	24660	9100
σ_{oy} (kPa)	182	182

Les résultats de la présente modélisation montrent que l'augmentation de la valeur du module d'Young causera une augmentation du confinement du cône qui se traduit par une croissance directe des pressions de contact entre la surface latérale de la sonde rigide et le sol. Ces résultats sont représentés par les figures suivantes : Figure 5-57, Figure 5-58, Figure 5-59, Figure 5-60 et Figure 5-61.

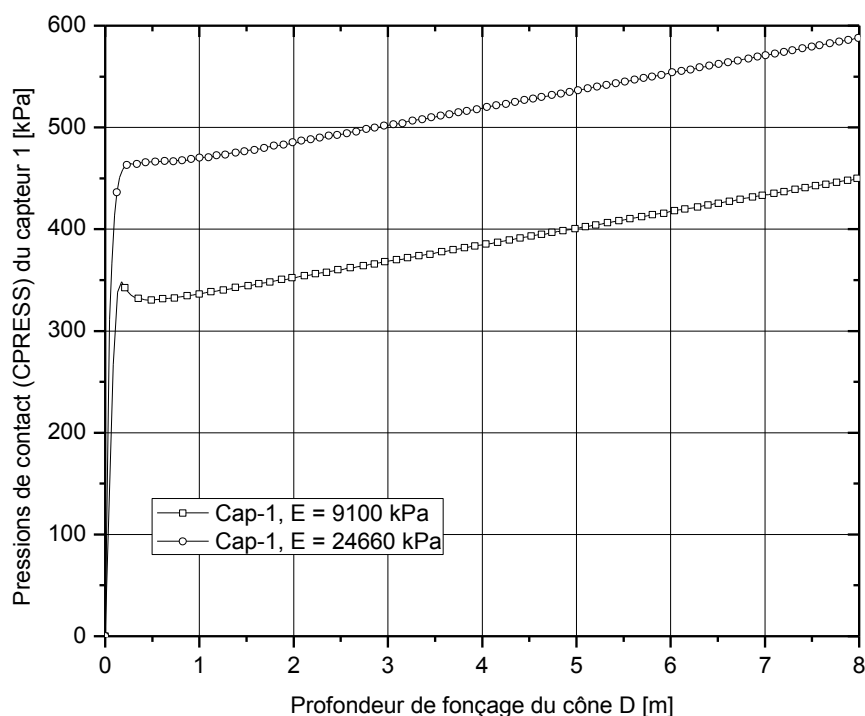


Figure 5-57 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur 1 versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, E = 9100 kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

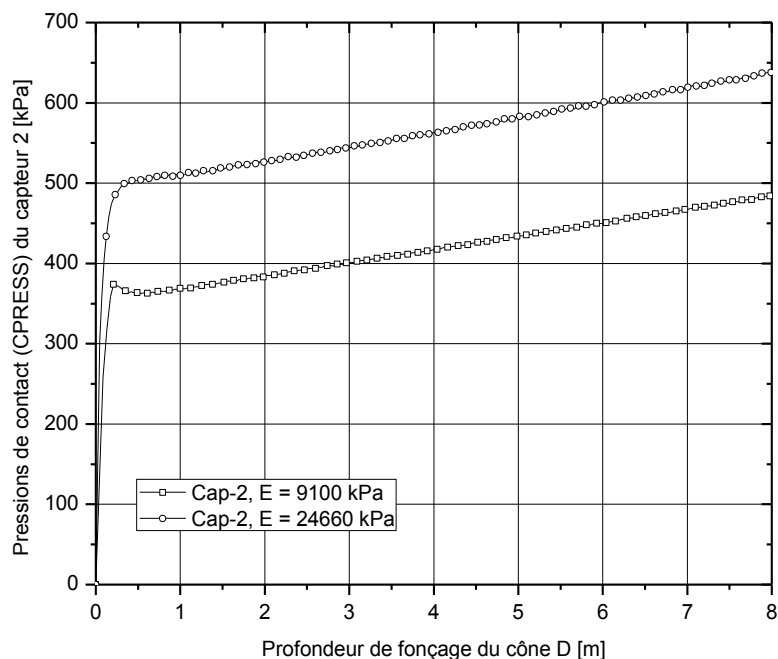


Figure 5-58 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur 2 versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

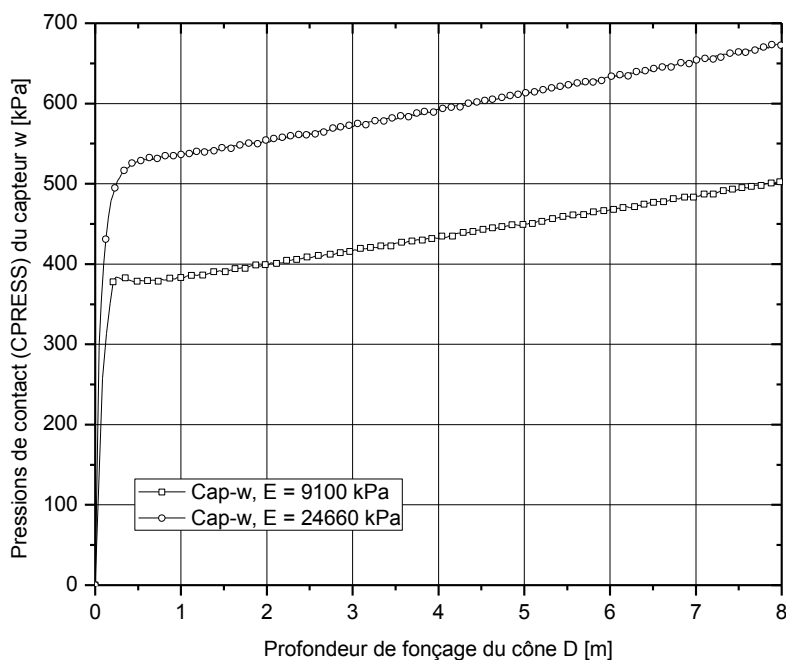


Figure 5-59 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur des pressions interstitielles versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

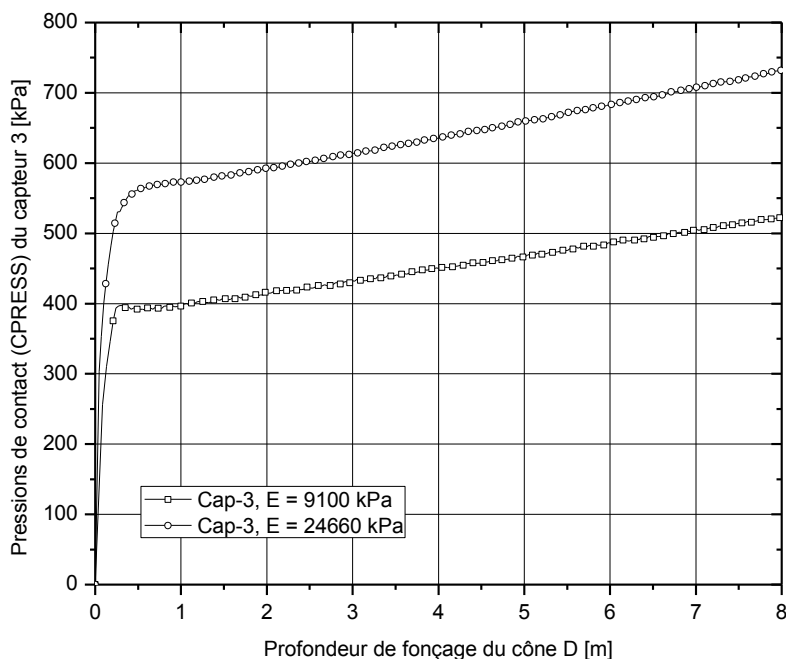


Figure 5-60 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur 3 versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

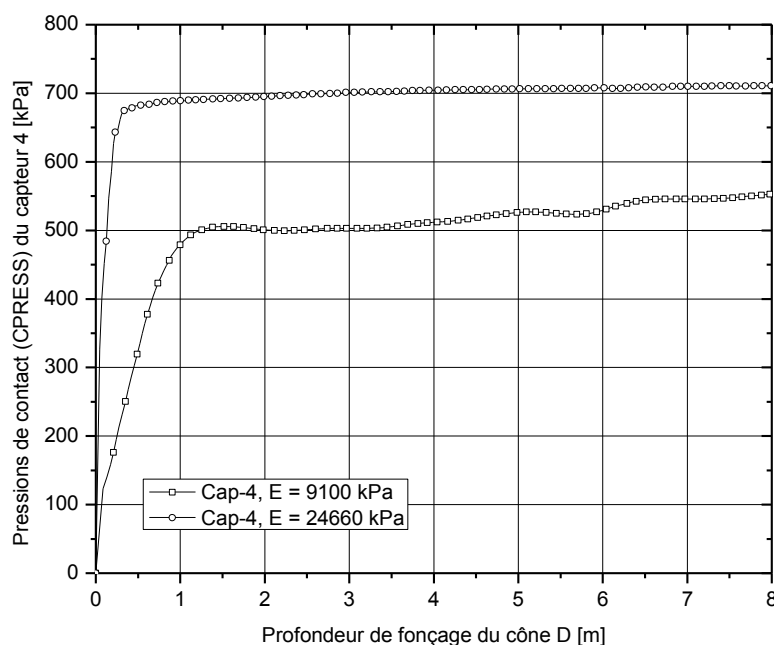


Figure 5-61 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites du capteur 4 versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-5 : Std (C-1, statique, $E = 9100$ kPa, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

5.7 ISC-1 soumis à différentes contraintes d'adhérence dans le cas d'un sol non pesant

L'effet du poids propre du sol sur l'essai ISCT-1 a été examiné dans cette thèse. A cet effet, un sol hypothétique non pesant a été employé dans les simulations qui suivent. La comparaison des résultats qui découlent des simulations utilisant le sol pesant ou non pesant sera exposée au paragraphe 5.8.

Les résultats des simulations Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant) et Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant) sont exposés en détail respectivement au paragraphes 5.7.1 et 5.7.2. Cependant, et dans un but d'alléger le texte, seuls les diagrammes des pressions totales des capteurs et les forces de fongages prédites du cône sont présentés aux paragraphes 5.7.3 et 5.8.

5.7.1 ISCT-1 avec une adhérence supérieure

5.7.1.1 Résultats de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).

Dans cette section, on présente les résultats de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant). Cette simulation est déduite à partir de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) en omettant les forces de gravité; tout le reste est inchangé.

5.7.1.1.1 Contraintes et déformations équivalentes

Suite au fongage du cône-1 dans un sol non pesant, on observe un régime transitoire de courte durée pour atteindre un régime stationnaire où les contraintes et les déformations garderont des valeurs constantes, indépendamment de la profondeur de fongage du cône effilé. À titre d'exemple, les contours de la contrainte équivalente de Mises (S) développée dans l'argile, dans le régime stationnaire, sont montrés à la Figure 5-62. Cette dernière configuration, correspond à une profondeur de fongage de la sonde de 3.556m. La résistance limite atteinte est toujours constante, de valeur 182 kPa (c.-à.-d. en absence de durcissement du sol).

La distribution des déformations plastiques équivalentes ($PEEQ$) au voisinage du cône est montrée à la Figure 5-63 ou on retrouve également la zone du sol totalement plastique qui est limitée par le contour $AC\ YIELD = 1$. Dans le régime stationnaire, la déformation $PEEQ$ (calculée aux points d'intégration) atteint une valeur maximale de 0.4062 (Figure 5-63); ceci pour les éléments situés au voisinage de la cavité interne (et discrétisant le trou pilote) du côté aval du cône passant. Ces éléments ont déjà subi l'effet du passage du cône ; subséquemment les gradients de déformations sont maximaux au voisinage de cette partie.

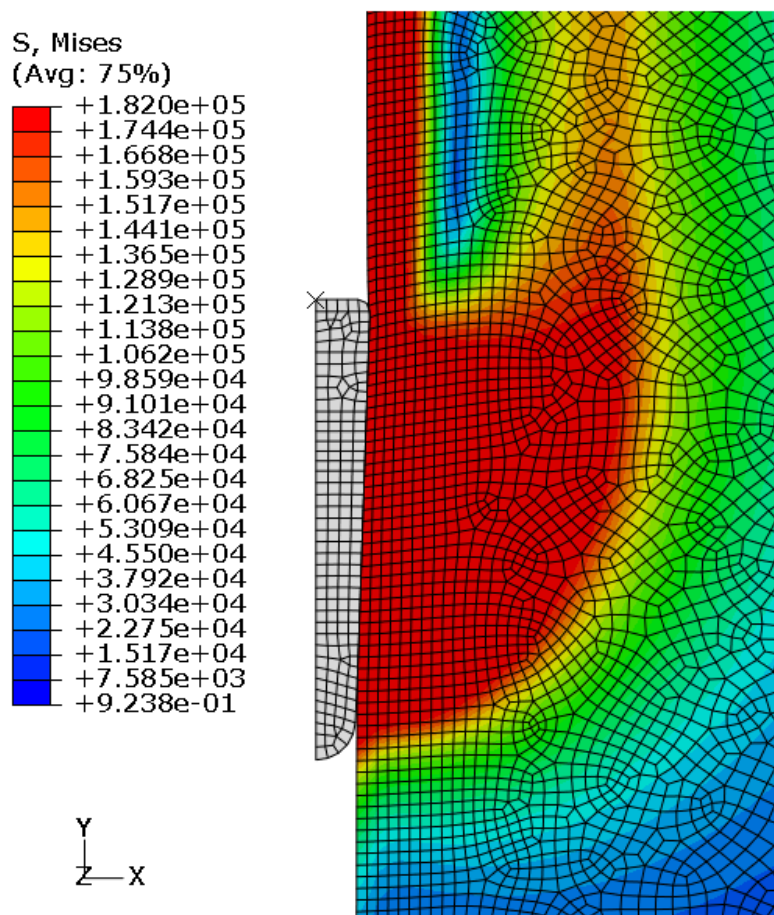


Figure 5-62 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 3.556m et au temps $t = 177.8s$. Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).

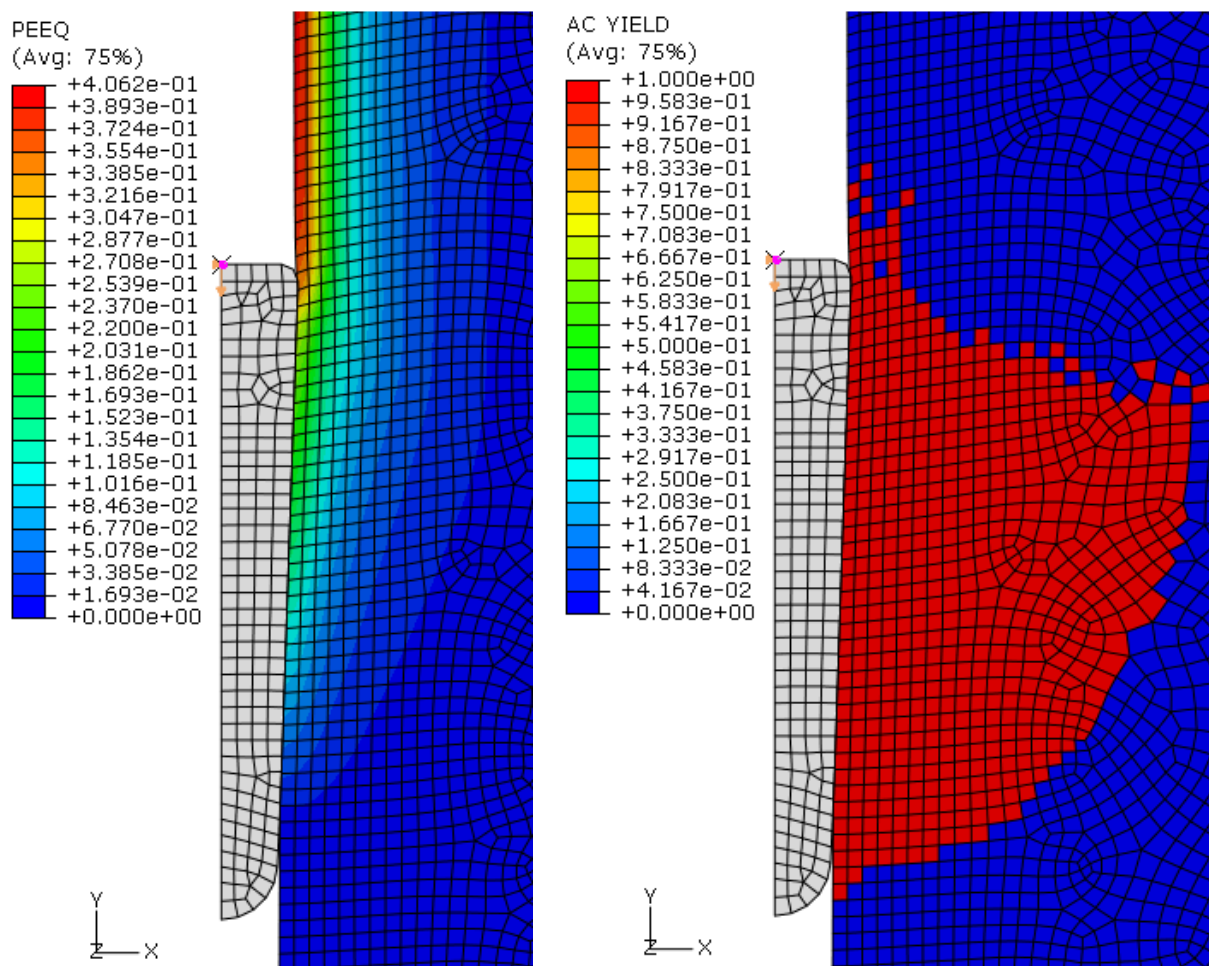


Figure 5-63 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (*PEEQ*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage de 3.556m et au temps $t=177.8s$. Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).

Les contours des contraintes radiales (S_{11}) dans la direction horizontale 1 (ou X), des contraintes tangentielles (S_{33}) dans la direction horizontale 3 (ou Z), des contraintes (S_{22}) dans la direction verticale 2 (ou Y), et des contraintes de cisaillement (S_{12}) dans le plan 1-2 (ou X-Y), pour un fonçage de la sonde de 3.556m, sont montrés à la Figure 5-64.

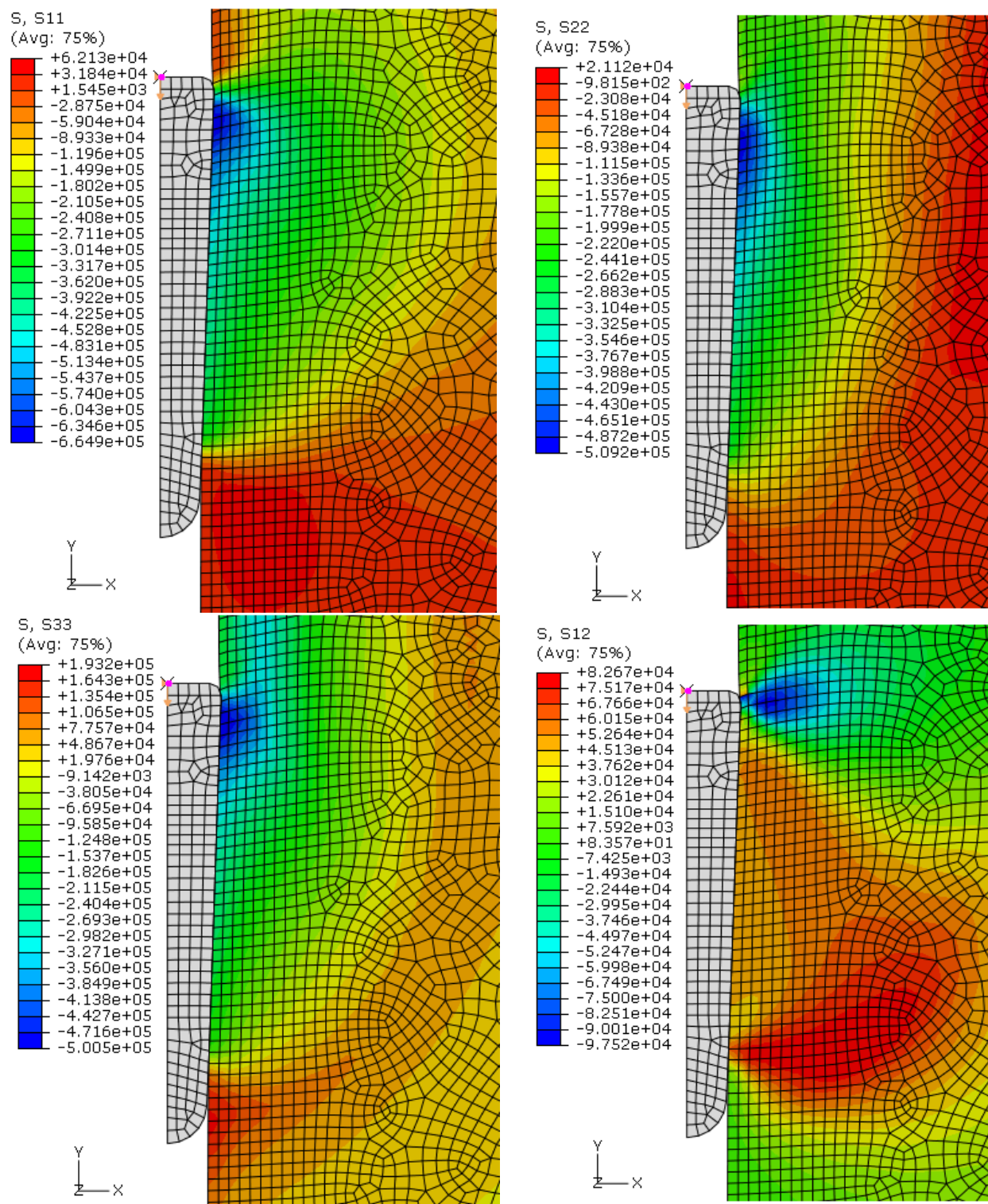


Figure 5-64 : Contours des contraintes radiales (S_{11}), verticales (S_{22}), tangentiels (S_{33}), et de cisaillement (S_{12}) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 3.556m et au temps $t = 177.8$ s. Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).

5.7.1.1.2 Les pressions totales prédites par les capteurs

Les profils des pressions de contact prédites (*CPRESS*) pour les cinq capteurs versus la profondeur de fonçage du cône (*D*) sont montrés à la Figure 5-65. Chacune de ces courbes est marquée par deux phases successives : 1) Une phase transitoire dans laquelle le cône est avancé à partir de sa position initiale (c.-à.-d. $D = 0$ m) jusqu'à une profondeur approximative $D = 0.6$ m. Dans cette fourchette de D , la pression *CPRESS* croît rapidement (les pentes des courbes sont élevées); 2) Une deuxième phase du fonçage où la pression *CPRESS* atteint une valeur stationnaire indépendante de la profondeur de pénétration.

Dans les conditions quasi stationnaires, les valeurs prédites par les capteurs de pressions totales Cap-1, Cap-2, Cap-w, Cap-3 et Cap-4 sont respectivement égales à 440 kPa, 478 kPa, 502 kPa, 531 kPa et 685 kPa.

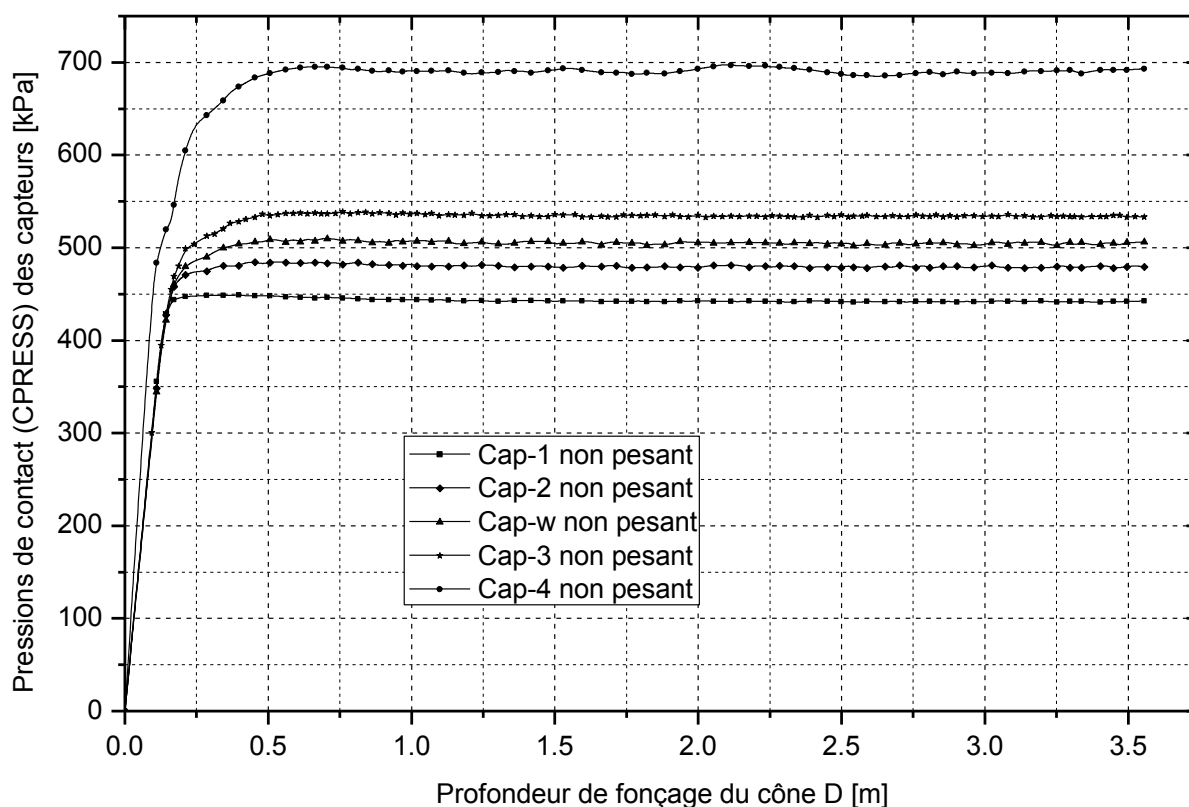


Figure 5-65 : Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).

La répartition des pressions de contact prédites (*CPRESS*) sur le fût du cône est dessinée à la Figure 5-66. Sur la même figure, on y retrouve la distribution de la contrainte de cisaillement tangentielle (c.-à.-d. l'adhérence) qui atteint une valeur de -45.5 kPa (c.-à.-d. $0.43 \times k$) sur l'interface cône-argile. Ces résultats correspondent au régime stationnaire.

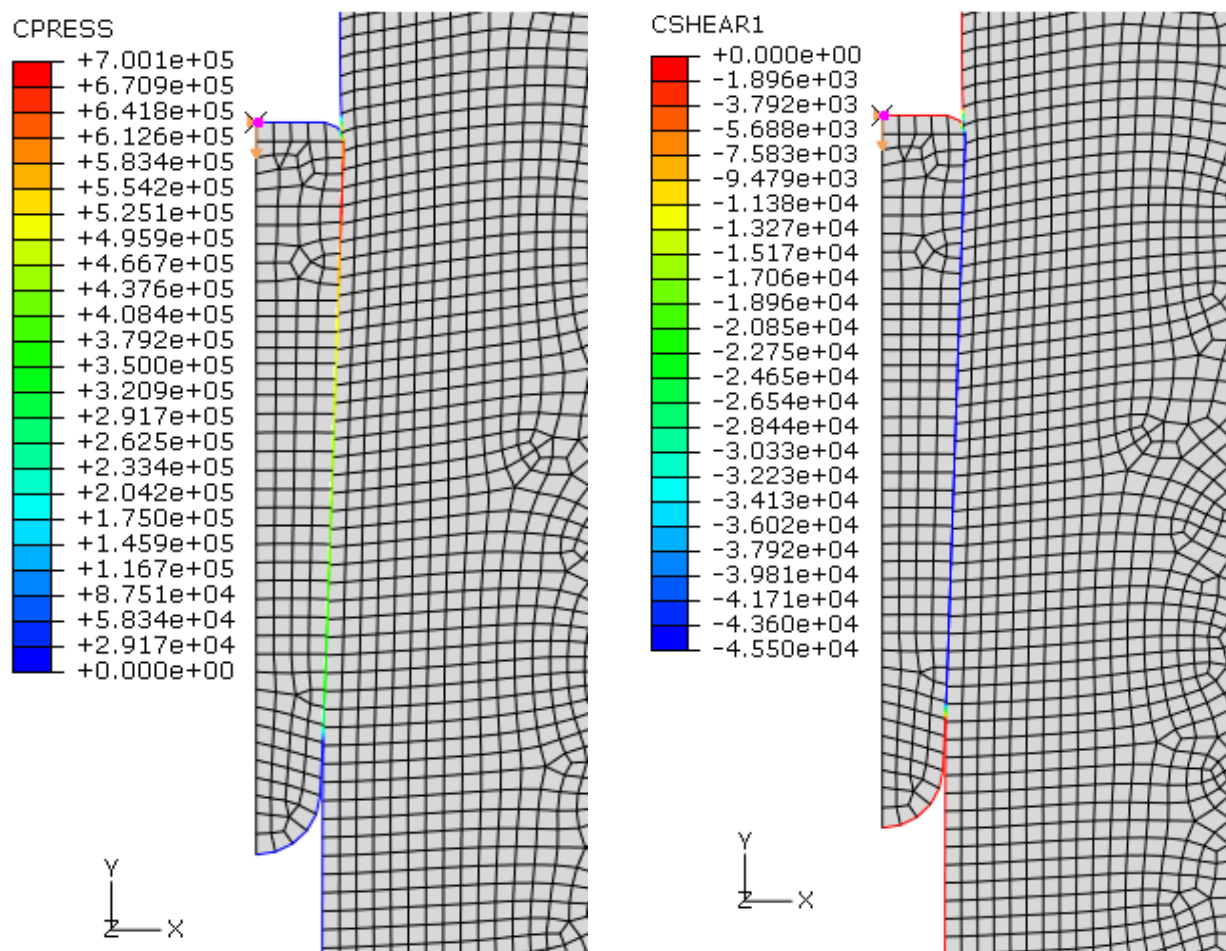


Figure 5-66 : Contours des pressions de contact prédites (*CPRESS*), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (*CSHEAR1*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 3.556m et au temps $t = 177.8\text{ s}$. Cas de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).

5.7.2 ISCT-1 dans un sol non pesant avec une interaction parfaitement lisse

5.7.2.1 Résultat de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

La simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant) est déduite à partir de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant) en imposant $\tau_{inter} = 0.0 \times k$ (c.-à.-d. la contrainte tangentielle de contact au niveau de l'interface cône-sol est constamment nulle); tout le reste est inchangé.

5.7.2.1.1 Contraintes et déformations équivalentes

À la Figure 5-67, on trouve les contours de la contrainte équivalente de von Mises (S) développée dans l'argile quand les conditions quasi stationnaires sont atteintes. Ces contours qui correspondent à une profondeur de fonçage de la sonde de 5.48m et au temps $t = 274.1s$, resteront invariables durant le régime stationnaire (c.-à.-d. quelque soit la profondeur de fonçage). La zone plastique, pour laquelle le sol est amené à la rupture est limitée par le contour $S = 182 \text{ kPa}$.

La distribution des déformations plastiques équivalentes ($PEEQ$) au voisinage du cône est montrée à la Figure 5-68. Dans le régime stationnaire, la déformation $PEEQ$ (calculée aux points d'intégration) atteint une valeur maximale de 0.4225 (comparée à 0.929 à la Figure 5-63); ceci pour les éléments situés au voisinage de la cavité interne (et discrétisant le trou pilote) du côté aval du cône passant. À la même figure on retrouve la zone du sol totalement plastique qui est limitée par le contour $AC \text{ YIELD} = 1$.

Les contours des contraintes radiales ($S11$) dans la direction horizontale 1 (ou X), des contraintes tangentielles ($S33$) dans la direction horizontale 3 (ou Z), des contraintes ($S22$) dans la direction verticale 2 (ou Y), et des contraintes de cisaillement ($S12$) dans le plan 1-2 (ou X-Y), pour une profondeur de fonçage de la sonde de 5.48m (ce qui correspond au régime stationnaire), sont montrés à la Figure 5-69.

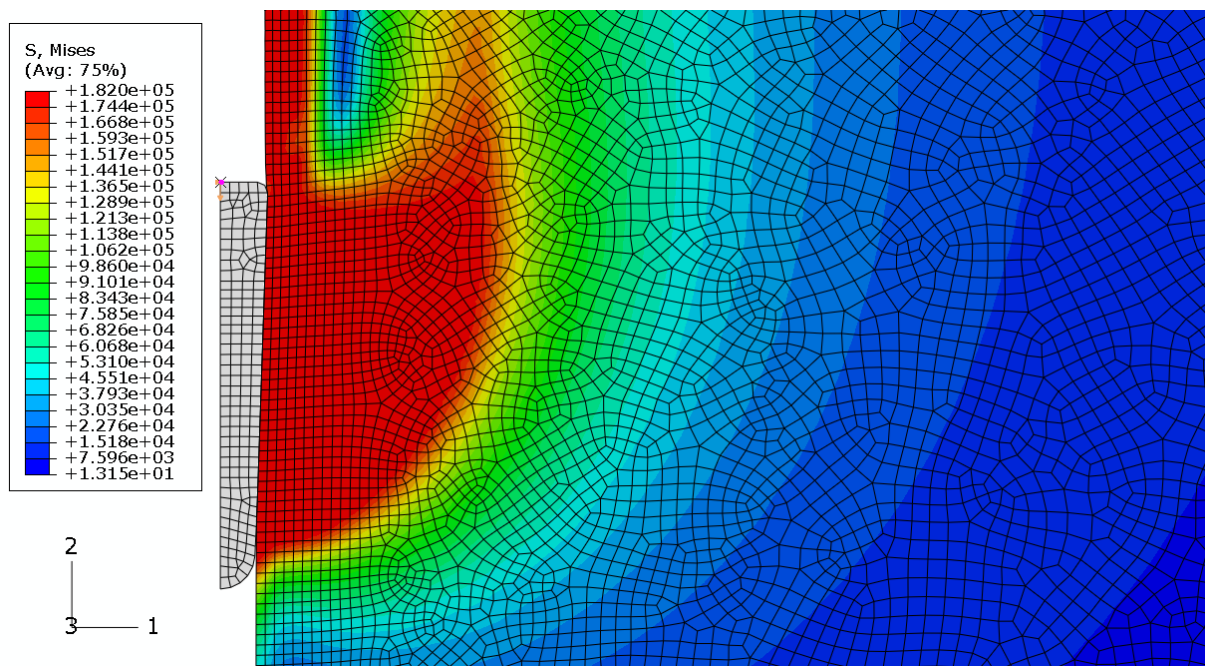


Figure 5-67 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 5.48m et au temps $t = 274.1s$. Cas de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

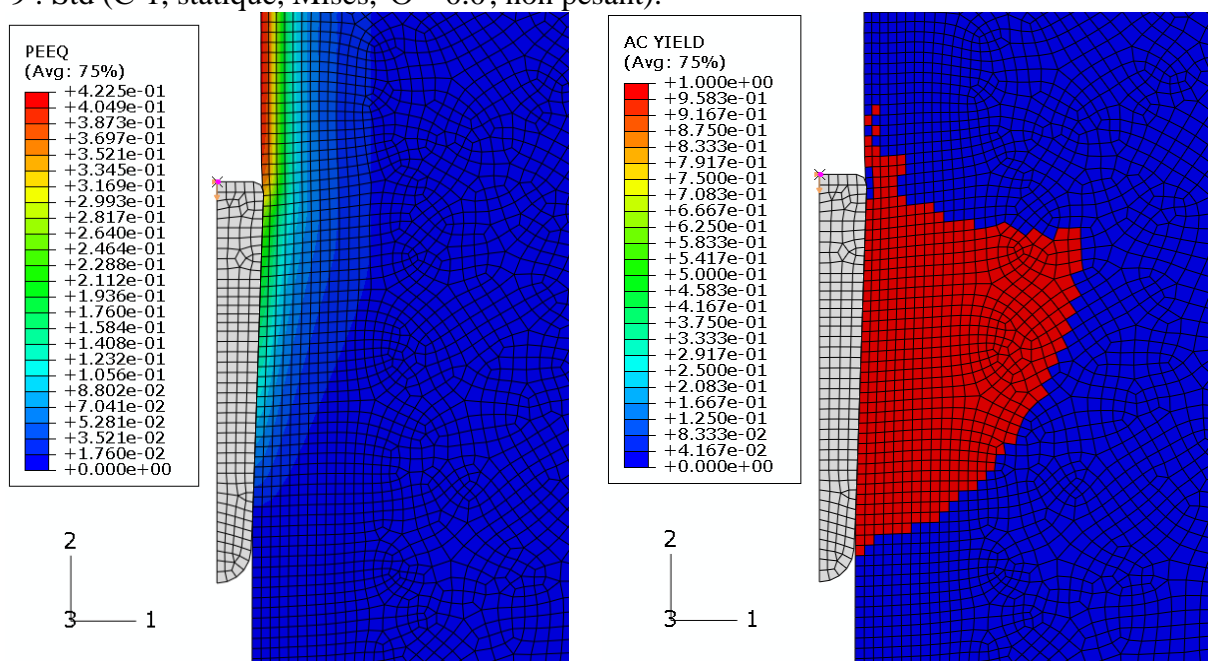


Figure 5-68 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite ($PEEQ$) et zone totalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 5.48m et au temps $t = 274.1s$. Cas de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant)

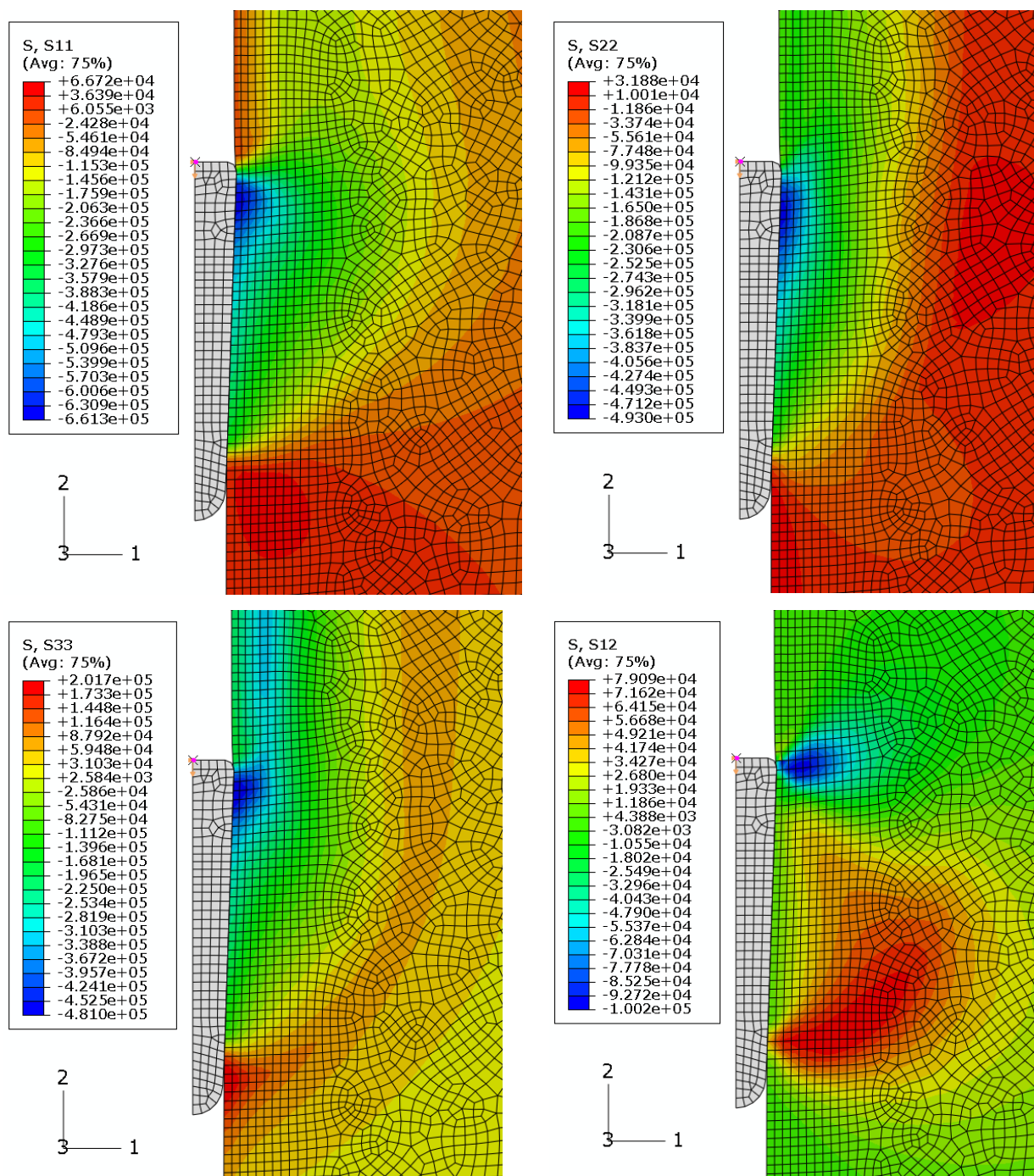


Figure 5-69 : Contours des contraintes radiales (S_{11}), verticales (S_{22}), tangentielles (S_{33}), et de cisaillement (S_{12}) prédites dans le sol. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 5.48m et au temps $t = 274.1s$. Cas de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

5.7.2.1.2 Les pressions totales prédites par les capteurs

Les profils des pressions de contact prédites (*CPRESS*) pour les cinq capteurs versus la profondeur de fonçage du cône (D) sont montrés à la Figure 5-65. Chaque des courbe est marquée par deux phases successives : 1) Une phase transitoire dans laquelle le cône est avancé à partir de sa position initiale (c.-à.-d. $D = 0$ m) jusqu'à une profondeur approximative $D = 0.6$ m. Dans cette fourchette de D , la pression *CPRESS* croît rapidement (les pentes des courbes sont élevées); 2) Une deuxième phase de fonçage où la pression *CPRESS* atteint une valeur quasi stationnaire indépendante de la profondeur de pénétration; ceci se produit pour $D \geq 0.6$ m.

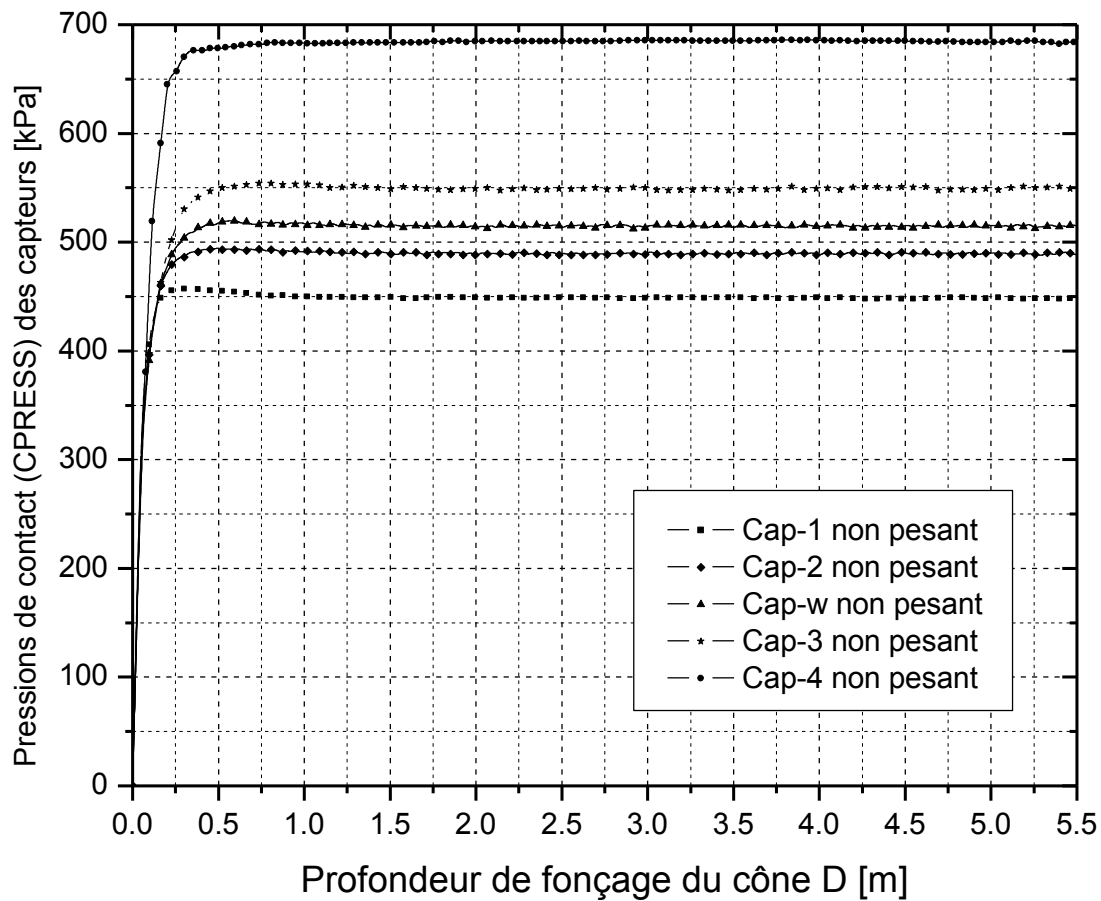


Figure 5-70: Profils des pressions de contact prédites versus profondeurs de fonçage du cône. Cas de la Simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

Dans les conditions quasi stationnaires, les valeurs prédites par les capteurs de pressions totales Cap-1, Cap-2, Cap-w, Cap-3 et Cap-4 sont respectivement égales à 448kPa , 492kPa , 515kPa , 549kPa et 684kPa .

La distribution des pressions de contact (*CPRESS*) sur la surface latérale du cône est montrée à la Figure 5-71. Cette pression augmente toujours avec le rayon de la cavité interne (c.-à.-d. r_i dans la Figure 5-3). La contrainte de cisaillement tangentielle appliquée sur l'interface cône-argile garde ici une valeur nulle et est montrée à la même Figure 5-71.

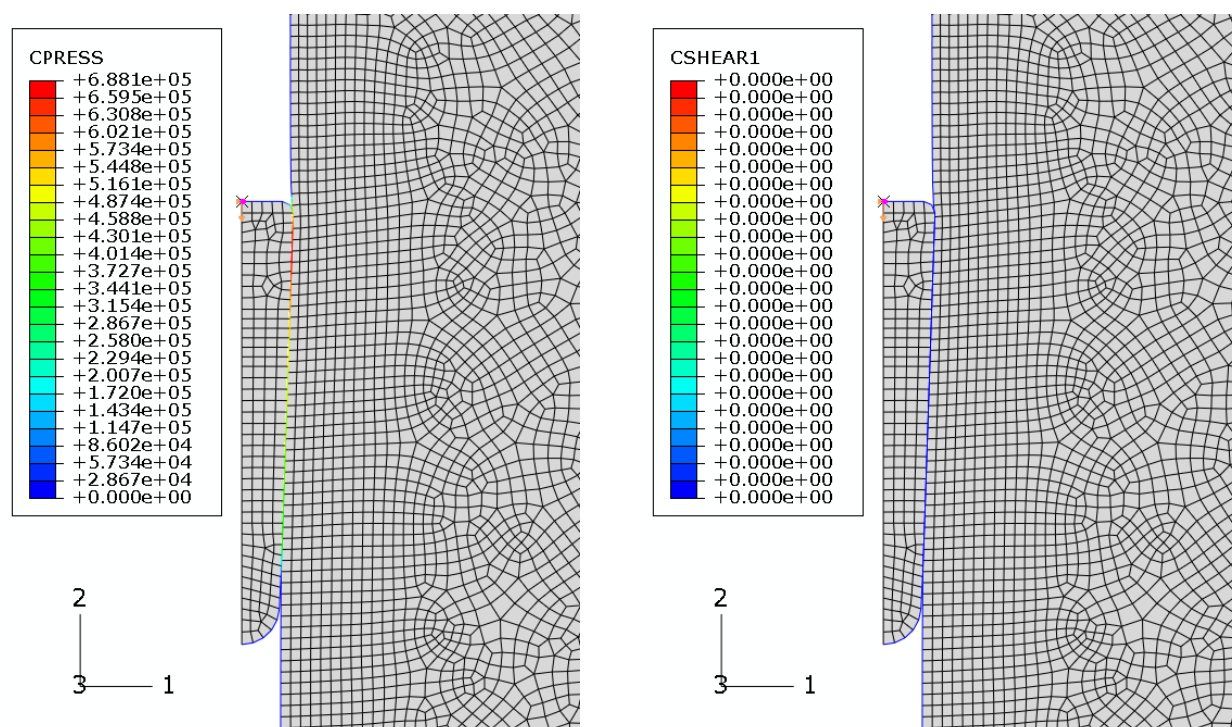


Figure 5-71 : Contours des pressions de contact prédites (*CPRESS*), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (*CSHEAR1*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 5.48m et au temps $t = 274.1s$. Cas de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

5.7.2.2 Vérification de la frontière simulant l'infini

Pour vérifier que les dimensions du modèle géométrique du sol sont adéquates pour modéliser le sol qui est supposé s'étendre vers l'infini, on a comparé les données sortantes issues des deux simulations suivantes : 1) Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant), et 2) Sim

5-10 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant, infini). Les descriptions détaillées de ces simulations se trouvent au paragraphe 5.5.

La simulation Sim 5-10 est déduite à partir de la simulation Sim 5-9 en remplaçant la frontière de rive (c.-à.-d. arête AB de la Figure 5-5 : ISC-1 préinstallé au niveau de la surface du sol, et partition du sol avec les conditions aux frontières, à l'état initial.) par des éléments infinis; tout le reste est inchangé. Conséquemment, la condition de rétention du déplacement horizontal sur l'arête AB de la Figure 5-5 est abolie.

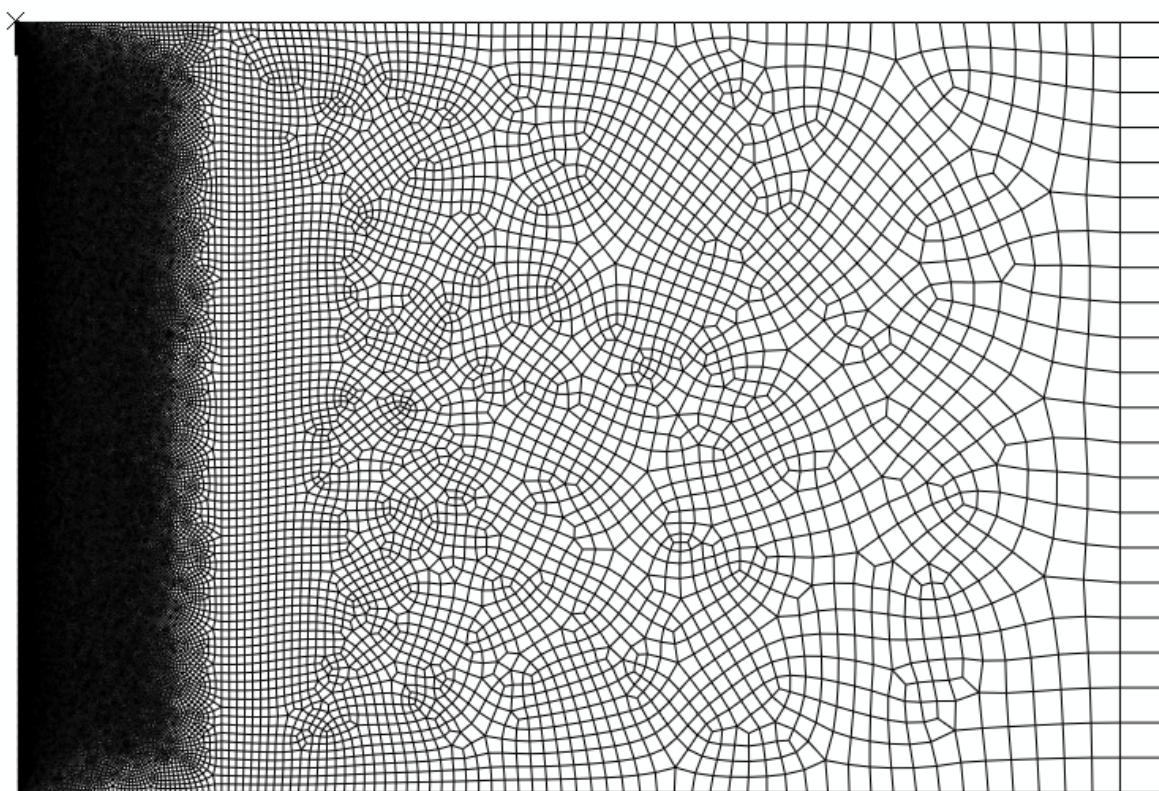


Figure 5-72 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, du maillage du sol. Cas de la simulation Sim 5-10 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant, infini).

La Figure 5-72 montre le maillage de l'assemblage cône-sol à l'état initial. Les éléments infinis apparaissant à la rive du sol sont du type CINAX4 (c.-à.-d., un élément continu et axisymétrique ayant quatre nœuds).

La Figure 5-73 montre les pressions de contact versus la profondeur du fonçage du cône, pour : 1) le sol de dimensions finies, c'est le cas de la simulation Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant). Ici le déplacement horizontal est empêché sur l'arête AB ("Far field" dans la Figure 5-5); et 2) le sol avec les éléments infinis, c.-à-d. Sim 5-10 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant, infini). Cette figure montre que les pressions prédites dans les deux derniers cas sont sensiblement les mêmes.

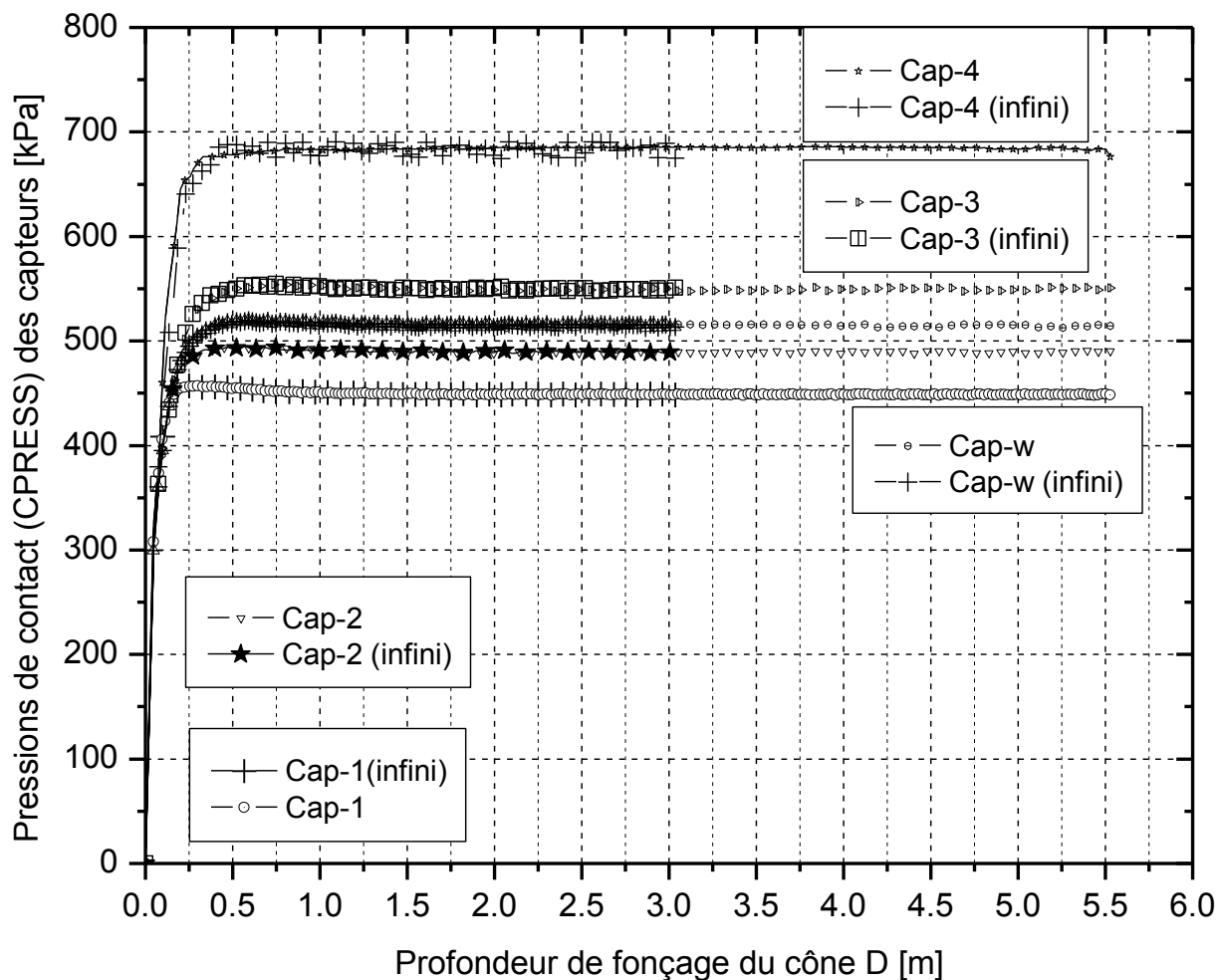


Figure 5-73 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant) et Sim 5-10 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant, infini).

Les courbes des forces de fonçage prédites versus profondeurs de fonçage dans le cas des deux simulations Sim 5-9 et Sim 5-10 sont dessinées à la Figure 5-74. Il est clair que les deux courbes se superposent assez bien.

De ce qui précède, on peut conclure que les dimensions finies du sol sont adéquates, et que la condition de non déplacement horizontal sur l'arête AB ("Far field") est correcte pour fin de modélisations du cône effilé instrumenté.

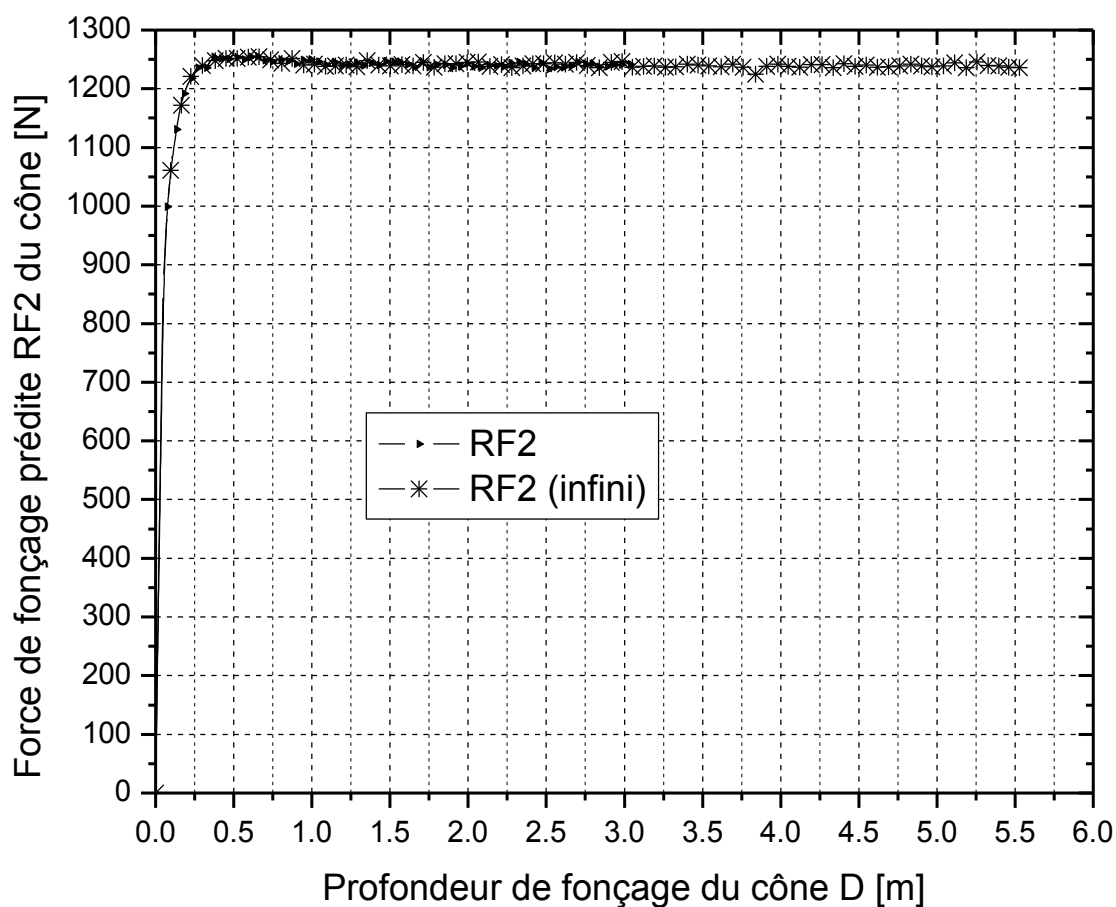


Figure 5-74 : Profils des forces de fonçage prédites appliquées au point de référence du cône versus profondeur de fonçage. Cas des simulations Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant) et Sim 5-10 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant, infini).

5.7.3 Effet de la variation de l'adhérence sur l'essai ISCT-1 (sol non pesant)

5.7.3.1 Effet de la variation de l'adhérence sur les pressions totales mesurées dans l'essai ISCT-1

Les courbes des pressions de contact pour différentes contraintes d'adhérence versus profondeurs de fonçages, pour les capteurs installés sur le cône ISC-1, sont dessinées sur les figures suivantes : Figure 5-75, Figure 5-76, Figure 5-77, Figure 5-78 et Figure 5-79. Ces figures correspondent respectivement aux capteurs Cap-1, Cap-2, Cap-w, Cap-3 et Cap-4. À partir de ces courbes, on peut juger de la sensibilité de ces capteurs, qui sont soumis à différentes contraintes d'adhérence.

Les valeurs de la contrainte d'adhérence étudiées sont celles des simulations Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant), Sim 5-7 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant), Sim 5-8 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant), et Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

Tout comme pour le cas du sol pesant traité au paragraphe 5.6.5.1, on déduit qualitativement que les capteurs Cap-1, Cap-2, Cap-w et Cap-3 vont se comporter d'une façon similaire. On peut noter que la pression de contact ressentie par un de ces capteurs décroît très légèrement quand la contrainte d'adhérence appliquée sur la surface latérale du cône croît de $0.0 \times k$ à $0.43 \times k$ (Figure 5-75, Figure 5-76, Figure 5-77, et Figure 5-78).

Le capteur numéro 4 (Figure 5-79) va se comporter d'une manière différente de celle des autres capteurs. La Figure 5-79 montre que la pression de contact ressentie par ce capteur décroît légèrement quand la contrainte d'adhérence appliquée sur la surface latérale du cône décroît de $0.43 \times k$ à $0.0 \times k$.

5.7.3.1.1 Conclusion

Dans un cas hypothétique d'un sol non pesant, il est à conclure que l'erreur sur la pression de contact prédite (et due à la variation de la contrainte d'adhérence) reste acceptable. Conséquemment, les capteurs Cap-1, Cap-2, Cap-w, Cap-3 et Cap-4 sont très peu sensibles à la variation de la contrainte d'adhérence. Ici, dans le cas du sol non pesant, il semble que le capteur

de rive cap-4 est peu sensible à la variation de la contrainte d'adhérence. Il est à rappeler que dans le cas du sol pesant (paragraphe 5.6.5.1), la fluctuation de la pression de contact avec la variation de la contrainte d'adhérence était plus importante.

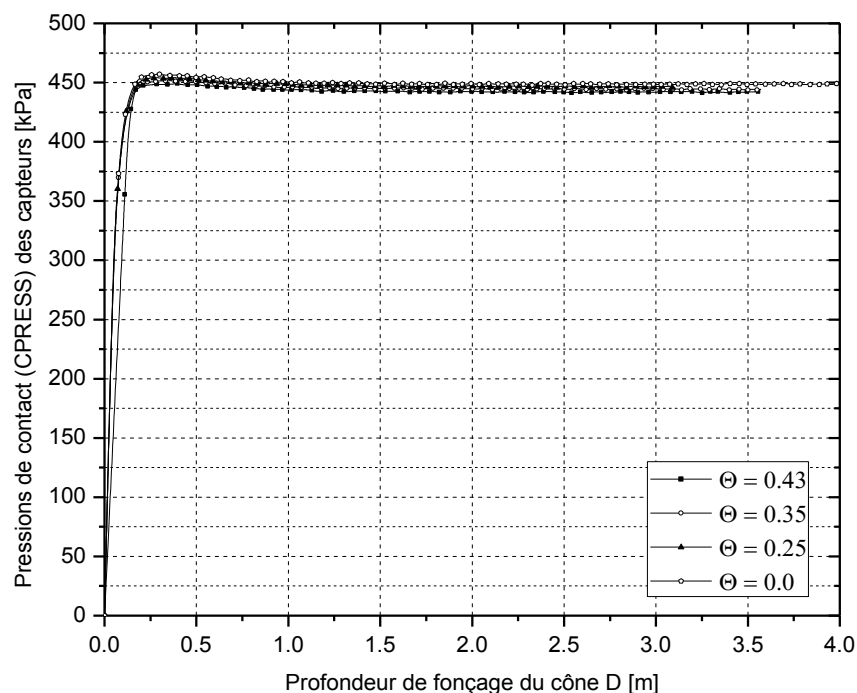


Figure 5-75 : Comparaison des courbes pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.

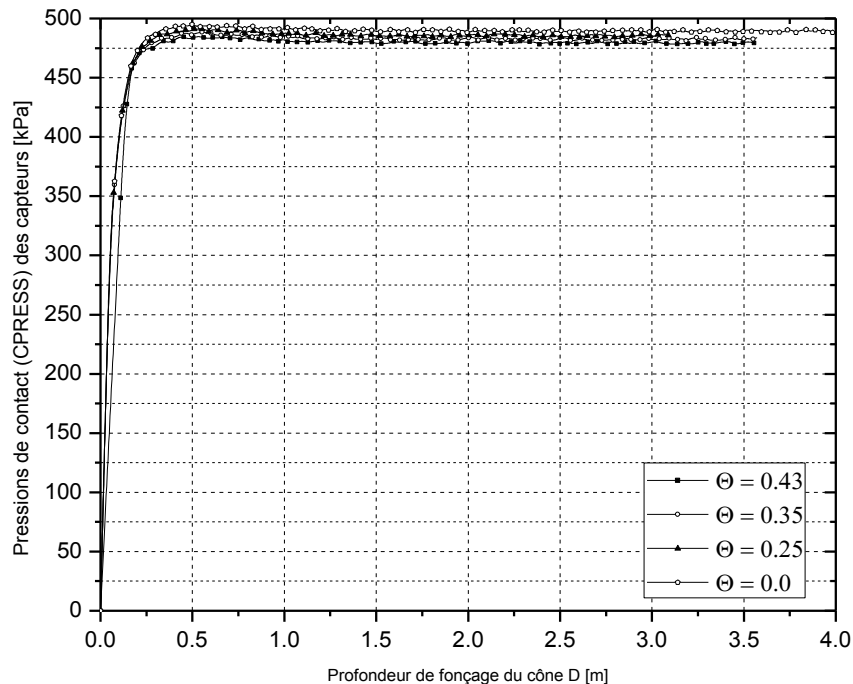


Figure 5-76 : Comparaison des courbes pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 2 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.

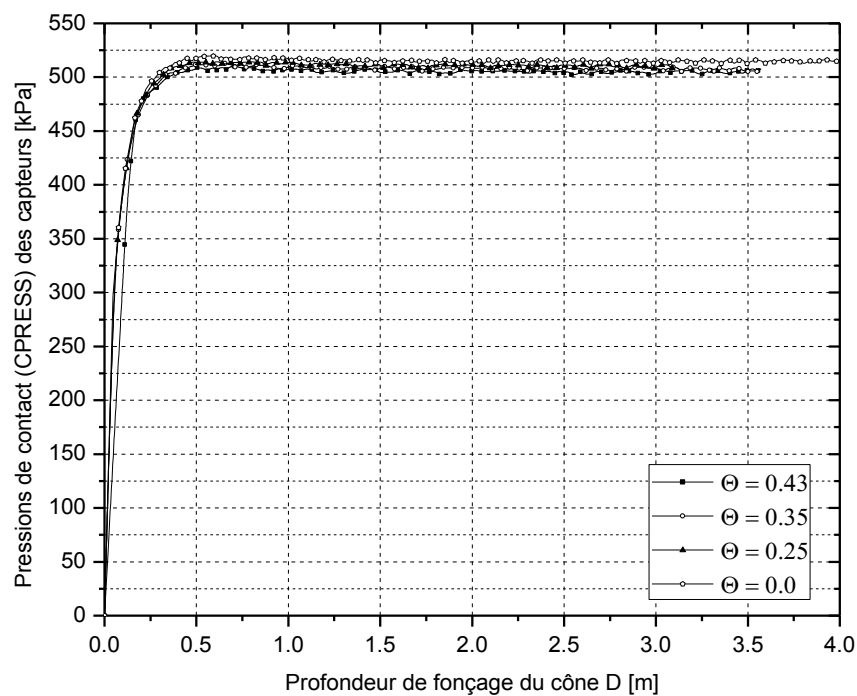


Figure 5-77 : Comparaison des courbes pressions de contact appliquées sur le capteur Cap-w versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.

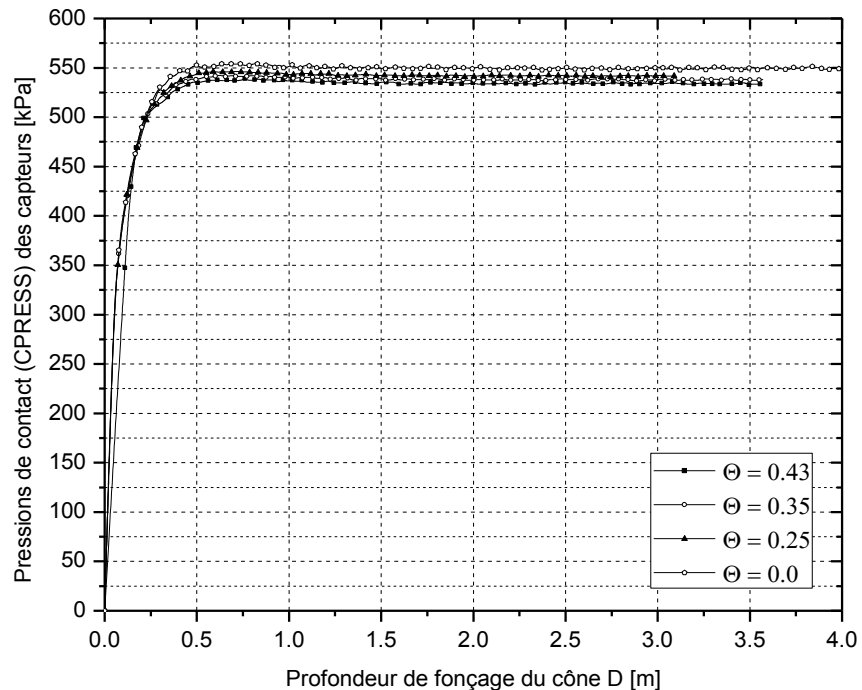


Figure 5-78 : Comparaison des courbes pressions de contact (CPRESS) appliquées sur le capteur numéro 3 versus profondeur de fonçage (D) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.

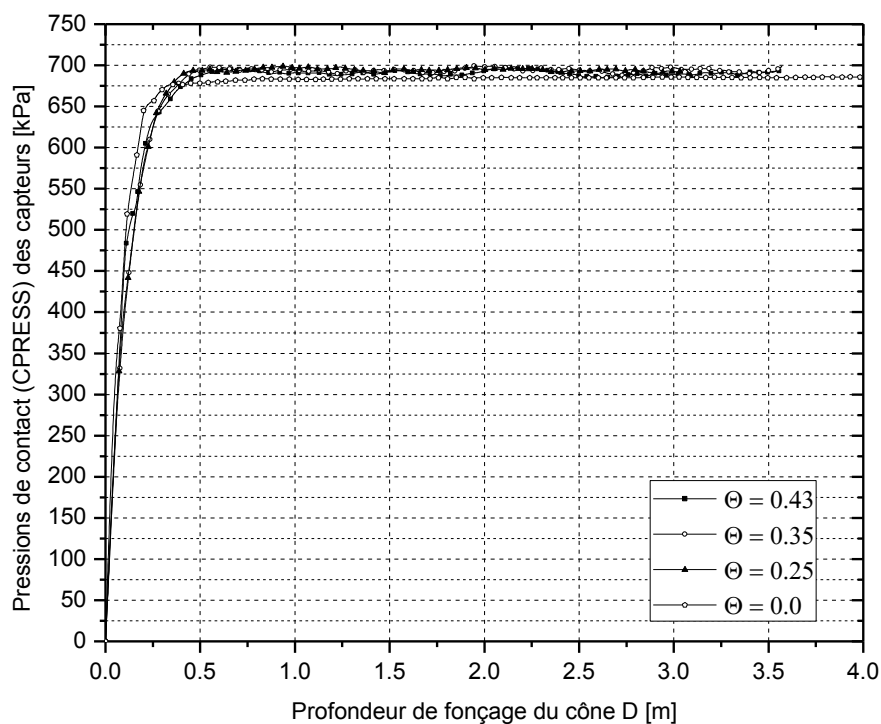


Figure 5-79 : Comparaison des courbes pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 4 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence.

5.7.3.2 Effet de la variation de la contrainte d'adhérence appliquée sur le fût du cône ISCT-1 sur la force de fonçage

La Figure 5-80 montre la variation de cette force de fonçage en fonction de la profondeur de fonçage du cône. Cette force de fonçage croît rapidement au début du processus d'expansion, pour atteindre les conditions quasi stationnaires où elle gardera une valeur constante.

L'effet de la variation de la contrainte d'adhérence est clairement montré dans la Figure 5-80, où on retrouve les courbes des forces de fonçage versus la profondeur de fonçage du cône-1. Ces résultats sont les données sortantes des simulations : Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant), Sim 5-7 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant), Sim 5-8 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant) et Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

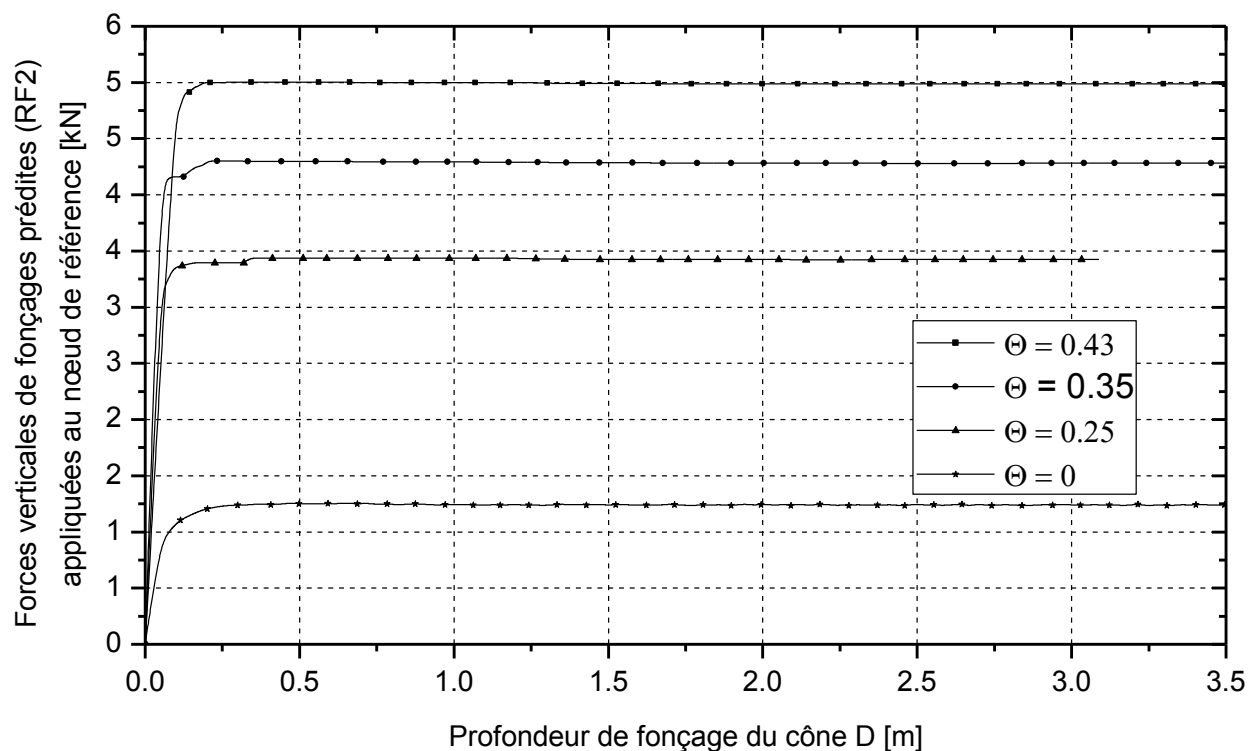


Figure 5-80 : Comparaison des courbes forces de fonçages versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence.

5.8 ISCT-1 : Effet du poids propre

5.8.1 Effet sur les pressions de contact prédites

5.8.1.1 Cas d'une adhérence supérieure

La Figure 5-81 rassemble les résultats qui découlent de la première phase de l'analyse de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) et de la simulation Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).

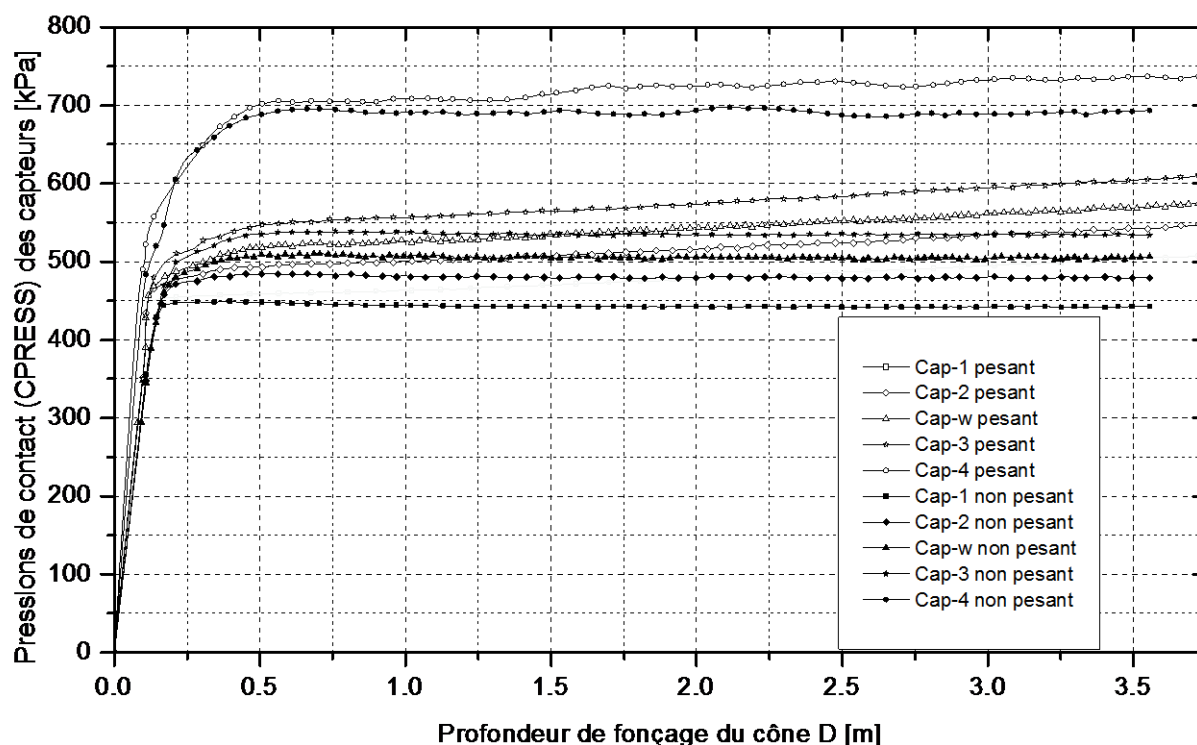


Figure 5-81 : Comparaison des profils des pressions de contact prédites versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) et Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).

5.8.1.2 Cas d'une adhérence équivalente à une fraction de la résistance au cisaillement non drainé

Dans ce paragraphe, l'essai ISCT-1 dans un sol non pesant a été simulé pour avec deux conditions différentes de la contrainte d'adhérence (τ_{inter}) : 1) $\tau_{inter} = 0.35k$, c'est le cas de la simulation Sim 5-7 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant) et 2) $\tau_{inter} = 0.25k$, cas de la simulation Sim 5-8 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant).

La Figure 5-82 et la Figure 5-84 montrent les pressions de contact prédites dans le cas d'un sol non pesant avec des contraintes d'adhérence respectivement équivalentes à $\tau_{inter} = 0.35k$ et $\tau_{inter} = 0.25k$. De même, la Figure 5-83 et la Figure 5-85 comparent les courbes des pressions de contact dans les cas d'un sol pesant et non pesant, respectivement pour $\Theta = 0.35$ et $\Theta = 0.25$. L'effet du poids propre peut être déduit à partir de ces deux figures.

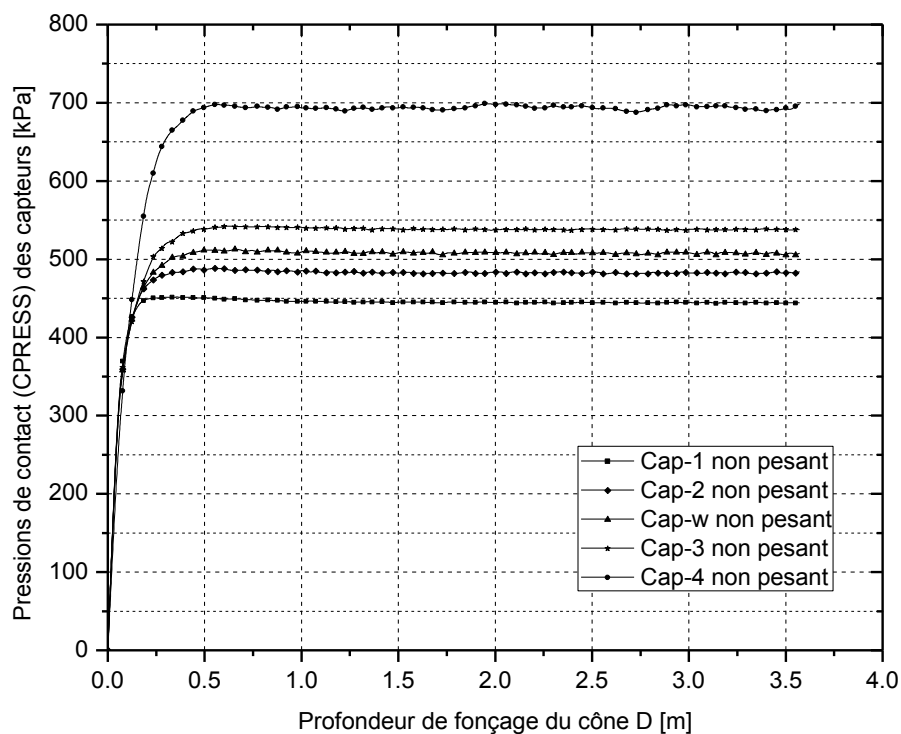


Figure 5-82 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-7 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant).

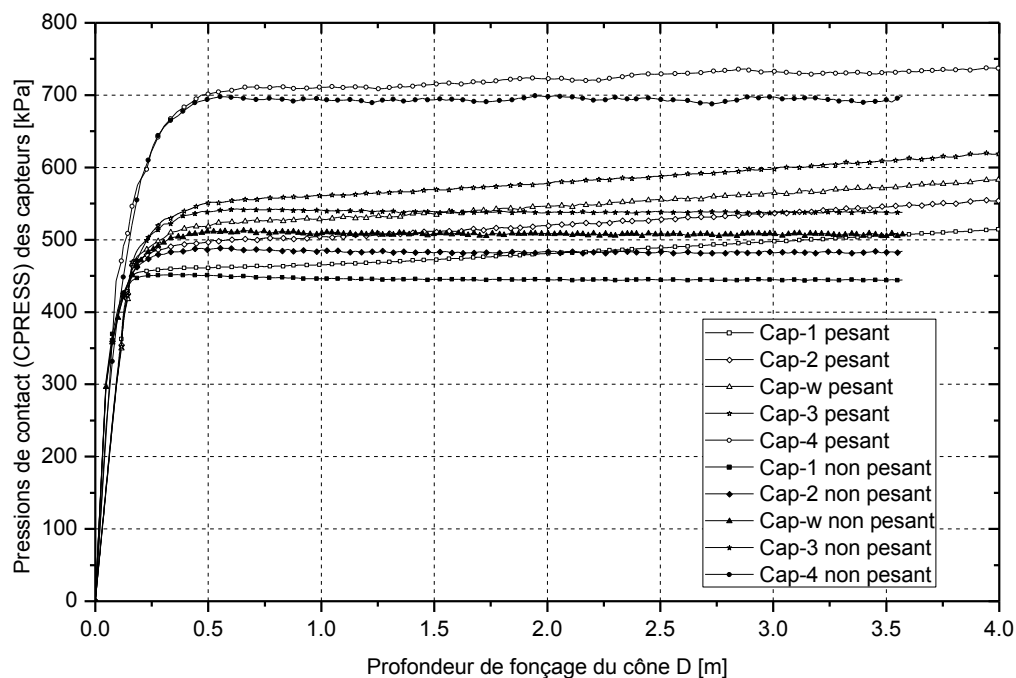


Figure 5-83: Comparaison des profils des pressions de contact prédites versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant) et Sim 5-7 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant).

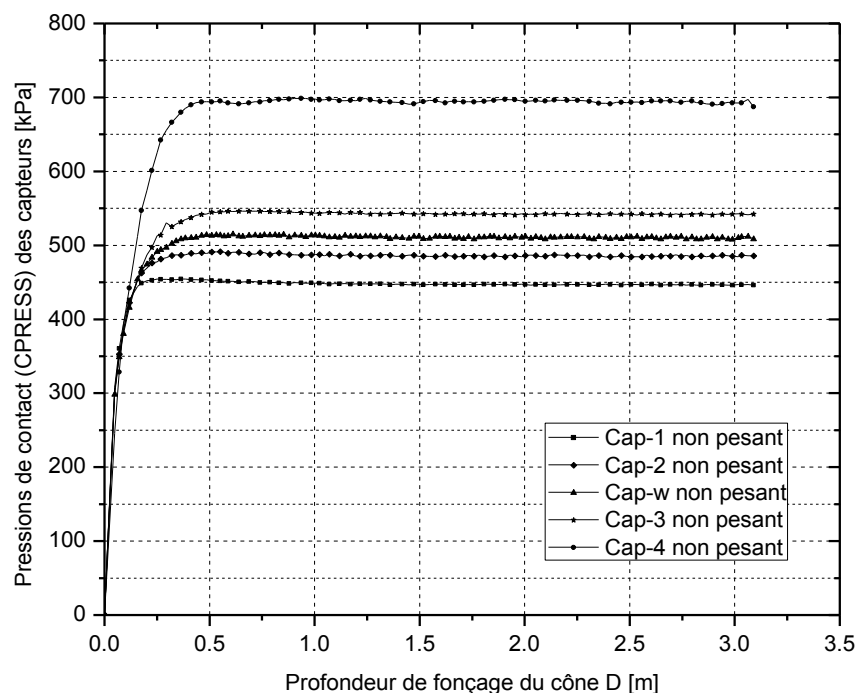


Figure 5-84 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 5-8 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant).

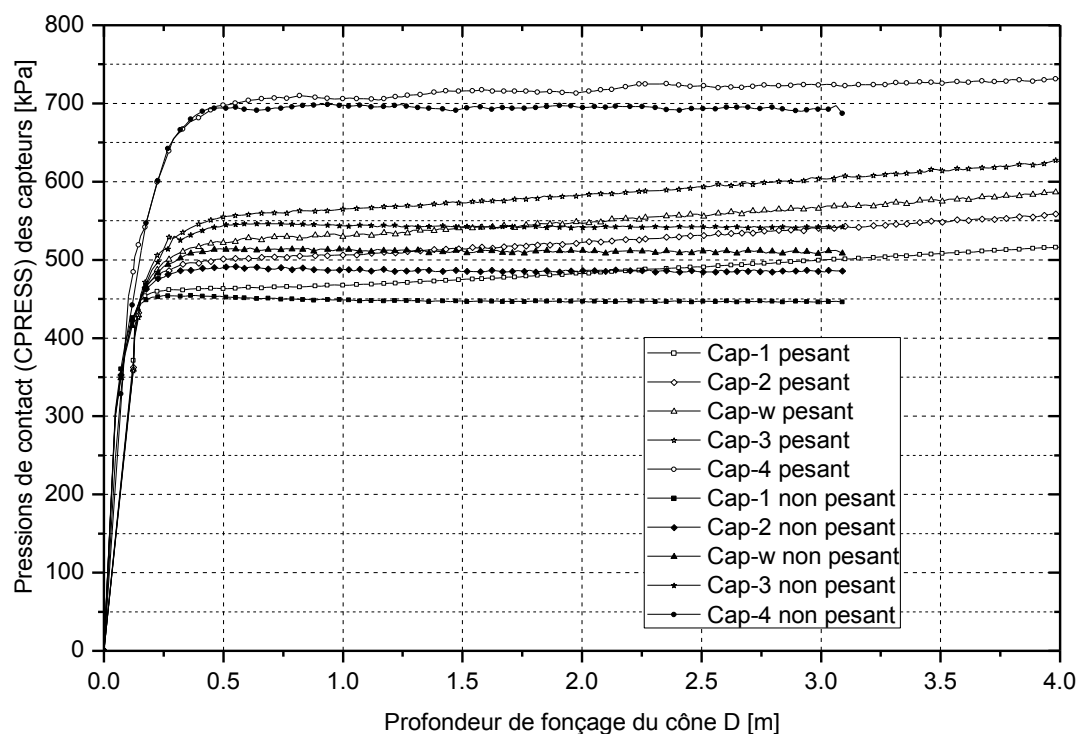


Figure 5-85: Comparaison des profils des pressions de contact prédites versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant) et Sim 5-8 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant).

5.8.1.3 Cas d'une interface parfaitement lisse

La Figure 5-86 compare les courbes des pressions de contact dans les cas d'un sol pesant et non pesant, ceci pour un contact parfaitement lisse.

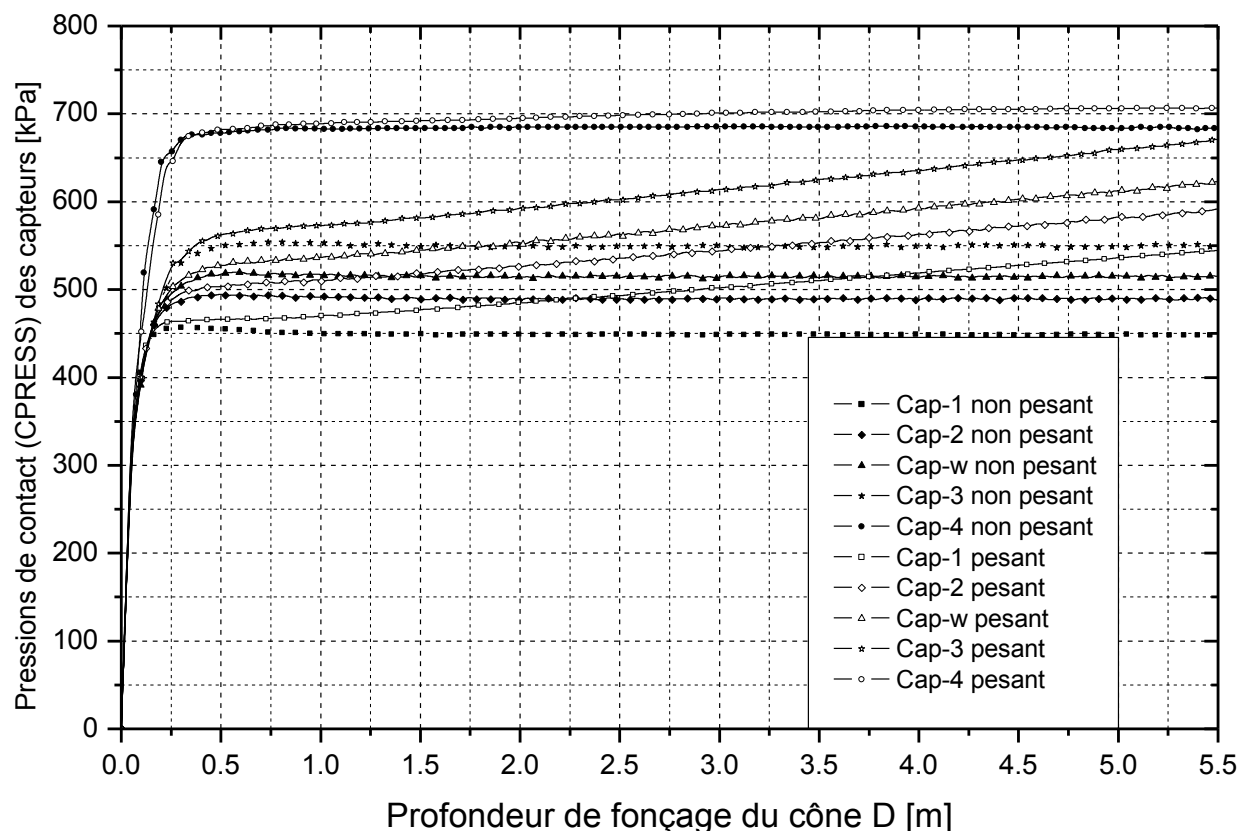


Figure 5-86: Comparaison des profils des pressions de contact prédites versus profondeur de fonçage du cône. Cas des simulations Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant) et Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

5.8.1.4 Conclusion

L'effet du poids propre peut être déduit à partir des figures suivantes : Figure 5-81, Figure 5-83, Figure 5-85 et Figure 5-86. Ces figures montrent un résultat qui pouvait être prédit : une augmentation de la pression de contact due au poids propre du sol. Cet excès de pression semble être linéaire avec une bonne approximation. Ceci découle du fait que la variation de la pression de contact versus la profondeur de fonçage est linéaire dans le cas du sol pesant, et que cette pression garde une valeur constante dans le cas du sol pesant marqué par un régime stationnaire.

Ce régime stationnaire débute pour une profondeur de fonçage D sensiblement supérieure ou égale à 0.6 m.

Dans le cas d'un sol non pesant, et à partir d'une certaine profondeur de fonçage, les profils des pressions de contact semblent être parallèles entre eux. (Figure 5-75, Figure 5-76, Figure 5-77, Figure 5-78 et Figure 5-79). Conséquemment, la profondeur critique (DID) mentionnée au paragraphe 5.6.5.1 n'existe pas ici et elle sera un concept pour l'TSCT dans un sol réel et pesant.

On peut conclure que pour un ISCT-1, une des raisons de l'existence d'une profondeur critique (DID), est la prise en compte du poids propre du sol.

5.8.2 Effet sur les forces de fonçages prédites

La Figure 5-87 compare pour différentes contraintes d'adhérence, la variation de la force verticale de fonçage du cône en fonction de la profondeur de fonçage, ceci pour les cas d'un sol pesant et non pesant. Ces résultats sont les données sortantes des simulations suivantes : Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant), Sim 5-2 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant), Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant), Sim 5-4 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant), Sim 5-6 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant), Sim 5-7 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant), Sim 5-8 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant), et Sim 5-9 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

La Figure 5-87 montre que pour le fonçage superficiel (c.-à.-d. $D < 3\text{m}$), la force de fonçage du cône-1 dans un sol pesant est légèrement inférieure à celle mesurée dans un sol non pesant. Ce résultat est tout à fait vrai du fait que dans un premier temps : a) le sol va subir des déplacements verticaux descendants dû à l'application progressive des charges de gravités. Ceci va soulager la force de fonçage du cône. et b) la sonde rigide ne va pas subir un déplacement causé par les charges de gravité, car son déplacement est contrôlé par la vitesse de fonçage constante.

Suite à la phase d'initiation du fonçage, les courbes de fonçages versus D sont toutes sensiblement linéaires. La courbe $\Theta = 0.0$ montre une force de fonçage qui chute à zéro quand le cône-1 a fini de transiter à travers le sol pour se trouver libre de tout contact.

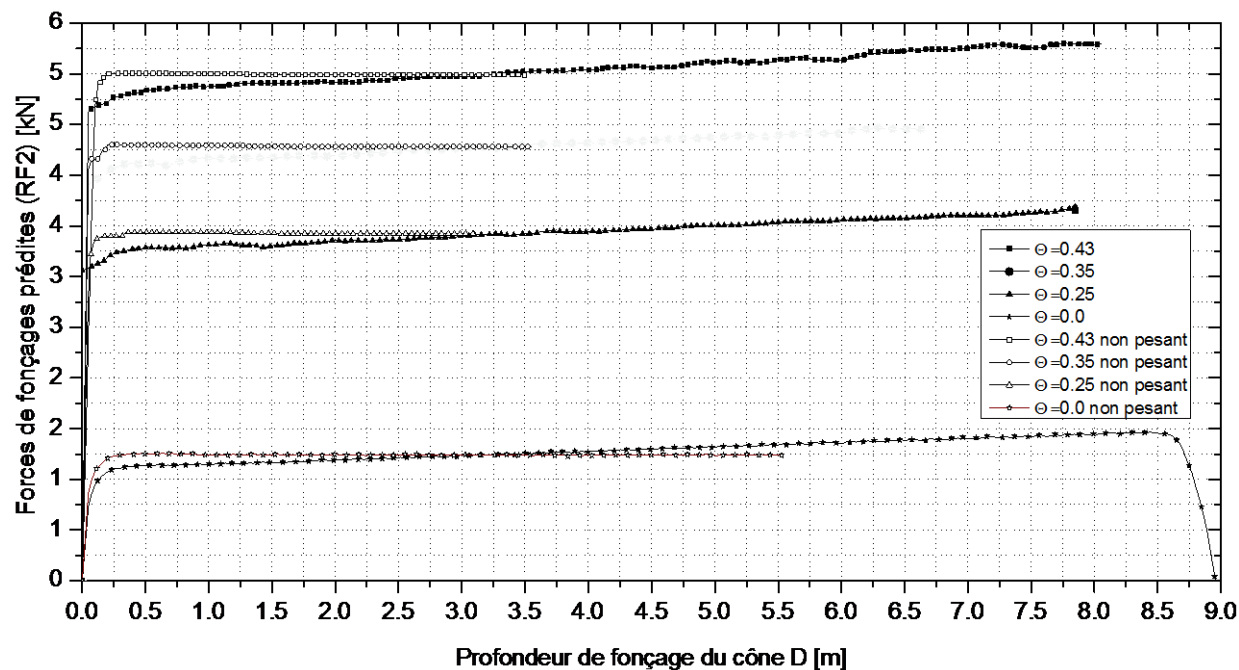


Figure 5-87 : Comparaison des courbes forces de fonçages versus profondeur de fonçage du cône pour différentes contraintes d'adhérence dans les cas d'un sol pesant et non pesant.

5.9 ISC-1 : Note sur la détermination de la contrainte de cisaillement non drainé et conclusion

Dans la sous-section présente, on détermine la résistance au cisaillement non drainé S_u à partir des données du cône effilé instrumenté numéro 1. Ces données sont les données sortantes de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant) pour laquelle on a supposé que S_u est constante sur toute la profondeur du sol discrétisé. Ceci veut dire que si la théorie d'interprétation du cône effilé est correcte, le S_u déterminé à partir de ces données sortantes devra être équivalent à celui qui a été imposé à l'avance (c.-à.-d. $S_u = \sigma_{oy} / \sqrt{3}$).

Pour une même profondeur de fonçage (D) du cône effilé, les pressions indiquées par chaque capteur sont mises sous forme de graphique semi-logarithmique en fonction de la déformation propre à chacun des capteurs. L'analyse se fait de la même manière que pour une courbe pressiométrique, c'est-à-dire que la pente de la droite apparaissant dans le graphique semi-logarithmique est calculée et correspond à la résistance au cisaillement non drainé, on a :

$$S_u = \frac{p_2 - p_1}{\ln \frac{\Delta V}{V_2} - \ln \frac{\Delta V}{V_1}} \quad (5.15)$$

où :

$p_{i=1,2}$ est la pression mesurée avec le pressiomètre en deux points de la courbe,

$V_{i=1,2}$ est le volume de la cavité à l'état déformé en deux points de la courbe, et

ΔV est la variation de volume mesuré avec le pressiomètre.

Lorsque le cône effilé pénètre dans le sol, le rayon du trou pilote va augmenter de sa valeur initiale r_0 jusqu'à une valeur r_i correspondante à la position de chaque capteur de pression. Le rayon initial de la cavité correspond au rayon du tube Shelby, soit 3.65 cm. La déformation volumétrique courante est déterminée à partir de l'équation suivante :

$$\frac{\Delta V_i}{V_i} = \frac{V_i - V_0}{V_i} = \frac{\pi(r_i^2 - r_0^2)l}{\pi r_i^2 l} = 1 - \left(\frac{r_0}{r_i}\right)^2 \quad (5.16)$$

Les caractéristiques géométriques du cône effilé numéro 1 (ISC-1) sont résumées au Tableau 5-4.

Le fût du cône numéro 1 est défini comme étant la surface latérale du cône limitée par les positions $X = 0$ mm. et $X = 277$ mm. (voir Figure 5-3). Sur la courbe CPRESS-Shaft (Figure 5-88), on a marqué les pressions de contact prédites aux cinq capteurs (c.-à.-d. Cap-1, Cap-2, Cap-w, Cap-3 et cap-4).

Tableau 5-4 : Caractéristiques géométriques du cône effilé numéro 1.

Position	Description	x_i (mm)	r_i (mm)	$\frac{\Delta V_i}{V_i}$
0	Trou pilote	0	36.5	0
1	Cap-1	89.0	39.6	0.15
2	Cap-2	140.0	41.4	0.22
2.5	Cap-w	165.5	42.6	0.25
3	Cap-3	191.0	45.2	0.28
4	Cap-4	242.0	45.0	0.33

La pression de contact (*CPRESS*) le long du fût du cône (c.-à.-d. de $X = 0$ mm à $X = 277$ mm) croît d'une façon monotone (ligne ba dans la Figure 5-88 et ligne BA dans la Figure 5-89) pour atteindre un maximum (point a dans la Figure 5-88 et point A dans la Figure 5-89), puis décroît (ligne ac dans la Figure 5-88 et ligne AC dans la Figure 5-89) pour atteindre un minimum (point c dans la Figure 5-88 et point C dans la Figure 5-89). *CPRESS* est la pression générée ou appliquée sur la paroi de la cavité, p_0 est la pression horizontale initiale agissant dans le sol au début de l'essai de pénétration. Il est à mentionné que le trou pilote qui a été foré à l'avance, reste vide durant l'expansion. Conséquemment, on suppose qu'à l'état initial on a : $p_0 = 0$. Pratiquement la pression qui règne dans le trou pilote à l'état initial, n'est autre que la pression atmosphérique de l'air, qui est considérée comme pression de base tel qu'on peut écrire : $p_0 = u_a = 0$.

Pour fin de comparaison, la courbe pression de contact versus déformation volumétrique (*CPRESS*-Shaft) a été dessinée pour le cas d'une profondeur de pénétration superficielle (c.-à.-d. $D = 0.446$ m et au temps $t = 22.31$ s) et pour le cas d'une pénétration profonde dans lequel la profondeur de fonçage atteinte est de $D = 7.76$ m, ceci se produit au temps $t = 388.4$ s.

La distribution de la pression de contact (*CPRESS*) sur le fût du cône en fonction de la déformation volumétrique est représentée par les deux courbes *CPRESS-Shaft* (Figure 5-88 et Figure 5-89). Ces courbes dites pressiométriques correspondent aux temps $t = 22.31$ s (ce qui est équivalent à une profondeur de fonçage superficielle $D = 0.446$ m) et $t = 388.4$ s (ce qui correspond à une profondeur de fonçage profonde atteinte de $D = 7.76$ m). Dans le cas d'une profondeur de fonçage superficielle, l'effet du poids propre des terres est bien négligeable. Par contre, dans le cas d'une profondeur de fonçage profonde, l'effet de ce poids propre est considérable.

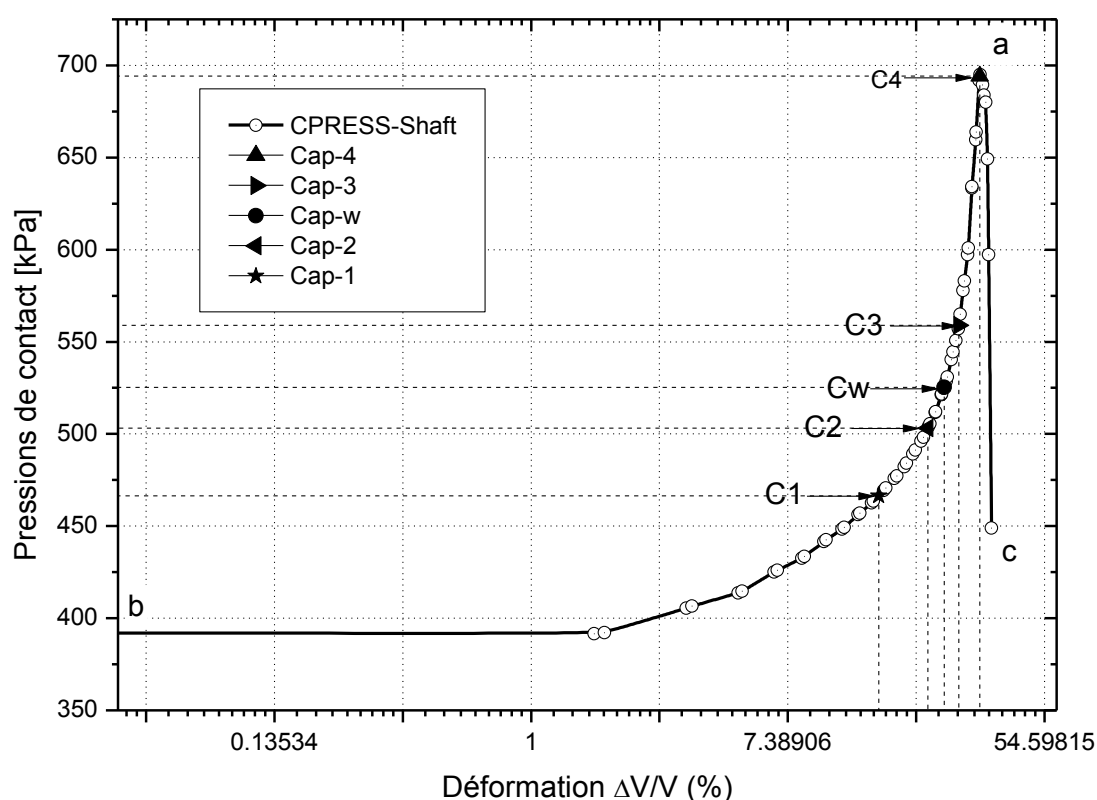


Figure 5-88 : Pression de contact versus déformation volumétrique. Courbe correspondant à une profondeur de fonçage superficielle du cône $D = 0.446$ m et au temps $t = 22.31$ s de l'étape de fonçage. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

Sur les deux courbes *CPRESS-Shaft* de la Figure 5-88 et de la Figure 5-89, sont marquées les pressions de contact avec leurs déformations volumétriques correspondantes, des cinq capteurs distribués sur le fût du cône, c.-à.-d. C1, C2, Cw, C3 et C4.

La courbe pressiométrique à la Figure 5-88 montre que la pression de contact prédite au niveau du capteur 4 (c. à.-d. point C4 sur la courbe CPRESS-Shaft) est légèrement inférieure à la pression maximale ($CPRESS_{max} = 694.9 \text{ kPa}$) prédite sur le fût du cône. Cette pression se produit pour une déformation $\Delta V/V = 33.05\%$ (c.-à.-d., représentée par le point a sur la courbe CPRESS-Shaft). Cette résistance chute directement après le point a (donc dès que $\Delta V/V > 33.05\%$) pour se préparer à devenir nulle (c.-à.-d., quand $CPRESS = 0$). Dans le cas de la Figure 5-88, les pressions de contact prédites aux points C1, C2, Cw, C3 et C4 sont 466.4 kPa, 503.2 kPa, 525.3 kPa, 558.9 kPa et 694.3 kPa respectivement.

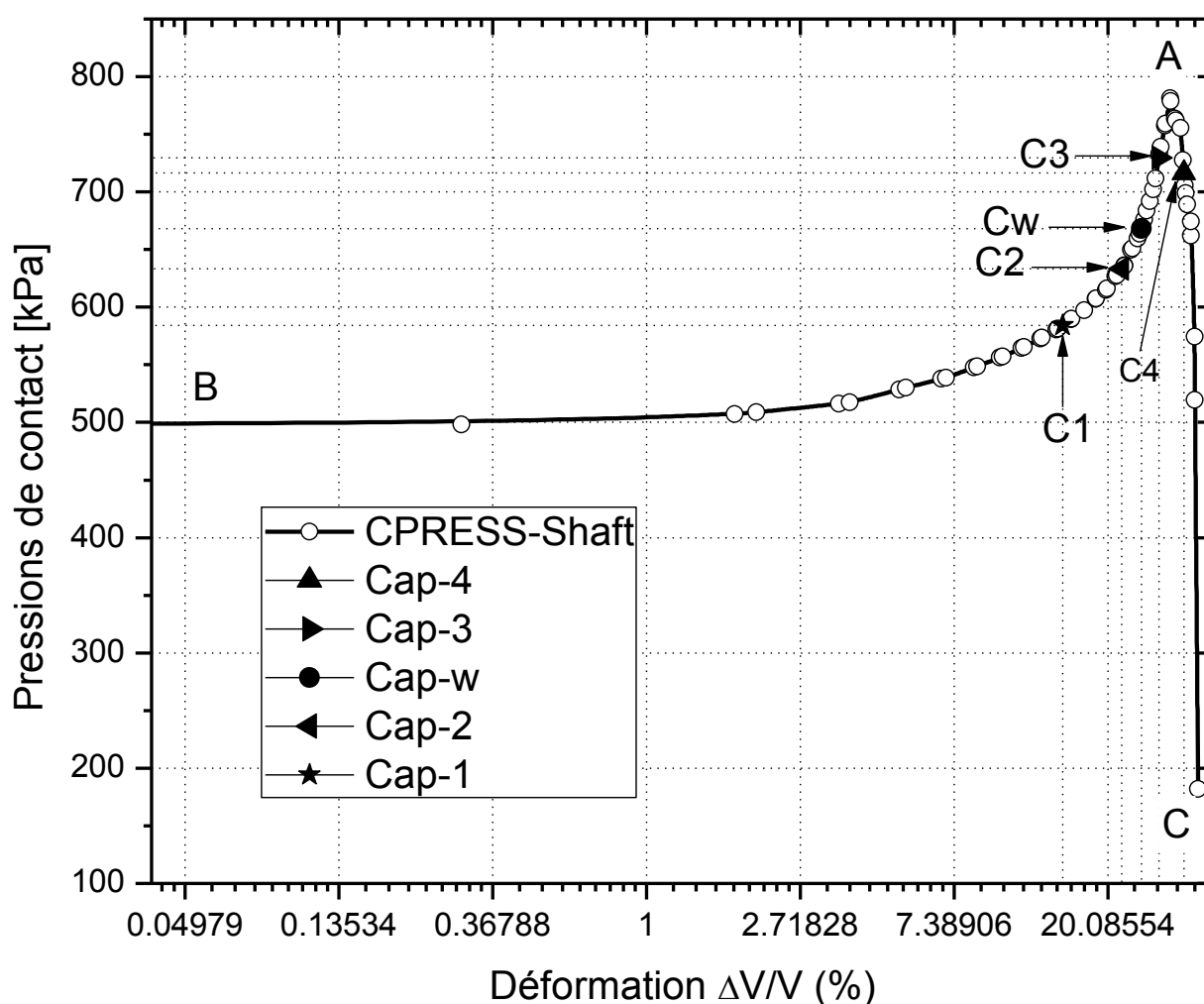


Figure 5-89 : Pression de contact versus déformation volumétrique. Courbe correspondant à une profondeur de fonçage profonde du cône $D = 7.76 \text{ m}$ et au temps $t = 388.4 \text{ s}$ de l'étape de fonçage. Cas de la simulation Sim 5-3 : Std (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

Dans le cas de la profondeur de pénétration profonde, les pressions de contact aux points C1, C2, Cw, C3 et C4 sont respectivement 584.2 kPa, 633.2 kPa, 668.2 kPa, 729.7 kPa, et 716.5 kPa. La pression de contact maximale $CPRESS_{max} = 781$ kPa, est atteinte sur le fût du cône, en un point intermédiaire et situé entre le capteur 3 et le capteur 4. La déformation volumétrique associée à cette pression est équivalente à $\Delta V/V = 30.17\%$, tel qu'il est indiqué au point A de la Figure 5-89. Ce dernier résultat, qui tient compte du poids propre du sol, est contradictoire à la théorie d'interprétation du cône effilé qui stipule que la pression radiale (approximée par la pression de contact) est une fonction croissante des déformations volumiques, donc que $CPRESS$ au capteur 4 (C4) devrait être supérieur à la pression de contact $CPRESS$ mesurée au point A. Ce dernier résultat semble prouver que la théorie pressiométrique n'est pas adéquate pour interpréter cet essai.

5.9.1 Note sur la courbe dite pressiométrique $CPRESS$ -Shaft

Apparemment dans un diagramme $CPRESS$ versus $\ln(\Delta V/V)$, les courbes quasi-pressiométriques $CPRESS$ -Shaft (Figure 5-88 et Figure 5-89) ne présentent pas clairement une partie suffisamment droite pour pouvoir calculer la résistance au cisaillement non drainé S_u . En effet, l'ensemble des points C1, C2, Cw, et C3 ne sont pas alignés et sont éloignées de la partie droite de la courbe pressiométrique. Dans un premier temps, ces points sont situés sur la ligne courbe ba qui présente une concavité vers le haut (cas d'une profondeur de pénétration superficielle, Figure 5-88). Dans un second temps, quand la pénétration du cône est profonde, (Figure 5-89), C1, C2, Cw, et C3 sont situés sur la courbe BA qui montre une concavité vers le haut, alors que le quatrième capteur C4 appartient à la ligne courbe AC qui présente sa concavité vers le bas. Les deux parties déjà mentionnées (C.-à.-d. BA et AC) sont séparées par un point extremum (A) où la pression de contact atteinte est maximale (Figure 5-89).

De ce qui précède, l'allure de la courbe $CPRESS$ -Shaft ne permet pas une détermination précise de la résistance au cisaillement non drainé (S_u) au sens de la formule (5.15). Pour pouvoir déterminer S_u , il faut que ces cinq points appartiennent à un segment droit de la courbe $CPRESS$ -Shaft. Pour avoir cette dernière condition, il semble que ce segment doit être plus prononcé, voir que le cône ait plus d'élancement, et que les points C1, C2, Cw, C3 et C4 se

situent sur cette partie droite. Conséquemment, l'implantation de ces capteurs aux positions actuelles semble être inutile puisque ces points tombent en dehors de la droite d'intérêt qui est nécessaire à la détermination de S_u .

Avec l'instrumentation actuelle du cône numéro 1, et à titre d'exemple, quelqu'un pourrait calculer S_u dans le cas d'une pénétration superficielle (Figure 5-88) en substituant la partie droite de la courbe quasi pressiométrique passant par les points C3 et C4. Dans ces conditions on aura :

$$S_u = \frac{694270 - 558916}{\ln 33 - \ln 28} \text{ Pa} = \frac{35428}{0.0342} = 823807 \text{ Pa} = 823.8074 \text{ kPa}$$

Cette dernière valeur non réaliste résulte de la forte pente de la droite considérée.

En examinant le cas de la pénétration profonde (Figure 5-89), S_u déterminée à partir de la droite passant par les points C2 et C3 est comme suit :

$$S_u = \frac{729734 - 633179}{\ln 28 - \ln 22} \text{ Pa} = 400374 \text{ Pa} = 400.374 \text{ kPa}$$

et à partir de la droite passant par les points Cw et C3, on a :

$$S_u = \frac{729734 - 668176}{\ln 28 - \ln 25} \text{ Pa} = 543179 \text{ Pa} = 543.179 \text{ kPa}$$

En conclusion, les résistances au cisaillement non drainé évaluées à partir de ces droites sont toujours loin d'atteindre la vraie valeur de S_u qui a été imposée à l'avance, c.-à.-d. 105.077 kPa .

En se basant sur l'analyse précédente, on peut conclure que le capteur 4 est mal implanté. La Figure 5-89 montre que :

$$CPRESS_{\max} \Big|_{\Delta V/V=30.17\%} = 780.9 \text{ kPa} > CPRESS \Big|_{\Delta V/V=33\%} = 716.4 \text{ kPa} .$$

Ce résultat est contradictoire à la théorie d'expansion des cavités cylindriques qui suppose que la pression sur la paroi de la cavité croît toujours avec les déformations. La chute de pression au

niveau du capteur 4 (c.-à.-d. au point C4 dans la Figure 5-89) est due à sa position d'implantation dans le cône (c.-à.-d. $X = 242$ mm, ou bien $r_4 = 45$ mm dans la Figure 5-3) qui est proche de l'extrémité du cône (c.-à.-d. $X = 277$ mm dans la Figure 5-3). La position X (cap-4) = 242 mm (ou bien le rayon $r_4 = 45$ mm) semble être grande et conséquemment il faut la réduire à r_{4-corr} comme suit :

$$\frac{\Delta V}{V}(Cap-4-corr) = 1 - \left(\frac{r_0}{r_{4-corr}} \right)^2 \leq \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{CPRESS_{\max}} \Big|_{t=388.4s} = 30.17 \%$$

d'où :

$$r_{4-corr} \leq \frac{r_0}{\sqrt{1 - \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{CPRESS_{\max}} \Big|_{t=388.4s}}} \quad (5.17)$$

Cette condition doit être satisfaite pour toute l'étape de fonçage, donc pour tous les incréments et les pas de temps, tels que :

$$r_{4-corr} \leq \frac{r_0}{\sqrt{1 - \min \left(\left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{CPRESS_{\max}} \Big|_{t_i=t_0, t_1, \dots, t_n} \right)}} \quad \forall t_i = t_0, t_1, \dots, t_n \quad (5.18)$$

où :

t_0 , t_i , t_n est le pas de temps initial, intermédiaire, et final l'étape de fonçage respectivement, et

$\min \left(\left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{CPRESS_{\max}} \Big|_{t_i=t_0, t_1, \dots, t_n} \right)$ est la valeur minimale de $\left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{CPRESS_{\max}}$ pour tout les pas de

temps dans l'étape de fonçage, c.-à.-d., pour toute l'analyse.

De même, pour satisfaire aux conditions de la théorie d'expansion de la cavité cylindrique, les données sortantes doivent respecter l'ordre suivant :

$$CPRESS_{\max} > CPRESS|_{\Delta V/V=33\%} > CPRESS|_{\Delta V/V=28\%} < CPRESS|_{\Delta V/V=25\%} \\ < CPRESS|_{\Delta V/V=22\%} < CPRESS|_{\Delta V/V=15\%}$$

Cette dernière condition est satisfaite dans le cas d'une profondeur de pénétration superficielle (Figure 5-88), mais pas dans le cas de la pénétration profonde (Figure 5-89).

5.10 Modification du cône effilé numéro 1

À la lumière des résultats trouvés, une modification de la géométrie du cône et/ou de l'emplacement des capteurs est jugée nécessaire pour avoir des résultats plus représentatifs.

Dans la sous-section 5.9, la valeur de la résistance au cisaillement non drainé S_u a été déterminée en fonction de la profondeur de fonçage D du cône. Ici, on a appliqué la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique pour la détermination de S_u . Il a été trouvé que ce S_u est différent de la valeur déterminée à partir d'un essai purement pressiométrique où les déformations sont supposées être planes. Conséquemment, la méthode d'interprétation actuelle utilisée pour cet essai ne peut être employée. Par suite, des corrections doivent y être apportées, ceci dans le but d'améliorer l'interprétation de l'essai ISCT-1.

Pour remédier à cet inconvénient, il semble qu'il faut donner plus d'élancement au cône numéro 1 tout en gardant le même emplacement pour le capteur 4. De la manière que le cône numéro 1 a été usiné, la distance entre le capteur numéro 4 et l'extrémité aval de ce cône est de $277 \text{ mm} - 242 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$. Cette distance doit être augmentée pour donner plus d'élancement au cône. Cette correction semble être faite avec le cône numéro 2, comme il a été observé dans les simulations subséquentes, et portantes sur le cône effilé numéro 2.

CHAPITRE 6 EFFET DE L'ADHÉRENCE ET DU TAUX DE DÉFORMATION DU SOL SUR L'ESSAI ISCT-2

6.1 Caractéristiques des simulations de l'ISCT-2

Une série de simulations ont été établies dans le but d'étudier l'effet de l'adhérence sur les pressions de contact dans un essai ISCT-2. Les caractéristiques de ces simulations utilisant le cône effilé numéro 2 (noté par la suite C-2) sont les mêmes que celles décrites dans le paragraphe 5.5 du chapitre 5. Dans la liste suivante on trouve le numéro de la simulation et la nomenclature qui y est associée :

Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant)

Sim 6-2 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant)

Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant)

Sim 6-4 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant)

Sim 6-5 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant)

Sim 6-6 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant)

Sim 6-7 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant)

Sim 6-8 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant)

6.2 ISCT-2 avec une adhérence supérieure

Ce paragraphe explique les caractéristiques de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) dans le cas du cône effilé instrumenté numéro 2. Ici, le sol pesant a encore un comportement linéaire élastique et est régi par la plasticité de von Mises. L'adhérence appliquée sur la surface du cône est équivalente à $0.43 \times S_u$. Les résultats qui découlent de cette simulation se trouvent au sous-paragraphe 6.2.2.

Les conditions de modélisation de l'essai avec le cône numéro 2 sont les mêmes que celles décrites dans le sous-paragraphe 5.6.1.1. Cependant, on se contente de limiter l'analyse en utilisant un seul maillage. La solution par mappage et la création d'un nouveau maillage n'ont pas été menées, ceci est dans le but d'alléger le document. Toutefois la continuation de l'analyse peut être faite avec la même stratégie expliquée au sous-paragraphe 5.6.1.3.5.

6.2.1 Le modèle d'Abaqus/Standard

6.2.1.1 Le modèle géométrique

La géométrie de l'ISC-2 ayant deux angles d'effilement (de un et deux degrés) est représentée à la Figure 6-1, et se trouve dans l'article de Silvestri et Abou-Samra (2008).

De même que dans le cas du ISC-1, et pour des raisons numériques, la surface latérale de la partie tronquée frontale du cône a été arrondie pour obtenir une surface sans bordure aiguë, et dépourvue de pointes. Le même stratagème a été appliqué pour la partie arrière du cône. La géométrie modifiée de cône-2 est représentée à la Figure 6-2 et a été utilisée dans les simulations suivantes : Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant), Sim 6-2 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant), Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant), Sim 6-4 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant), Sim 6-5 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant), Sim 6-6 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant), Sim 6-7 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant) et Sim 6-8 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

On suppose qu'initialement (c.-à.-d., au repos, avant le commencement du fonçage, avant l'application des charges de la gravité, immédiatement suite au forage du trou pilote, et pour $t = 0s.$), la sonde est préinstallée au niveau de la surface du sol encaissant dans une cavité préformée sans remaniement du sol, sans induction de contraintes initiales, et suite à l'exécution du trou pilote. Un agrandissement de l'assemblage maillé cône-sol à l'état initial est montré à la Figure 6-3. La profondeur et le rayon du trou pilote pré-foré ainsi que l'étendu du sol modélisé demeurent les mêmes que dans le cas de la simulation Sim 5-1 (voir 5.6.1.3.1 Le modèle géométrique).

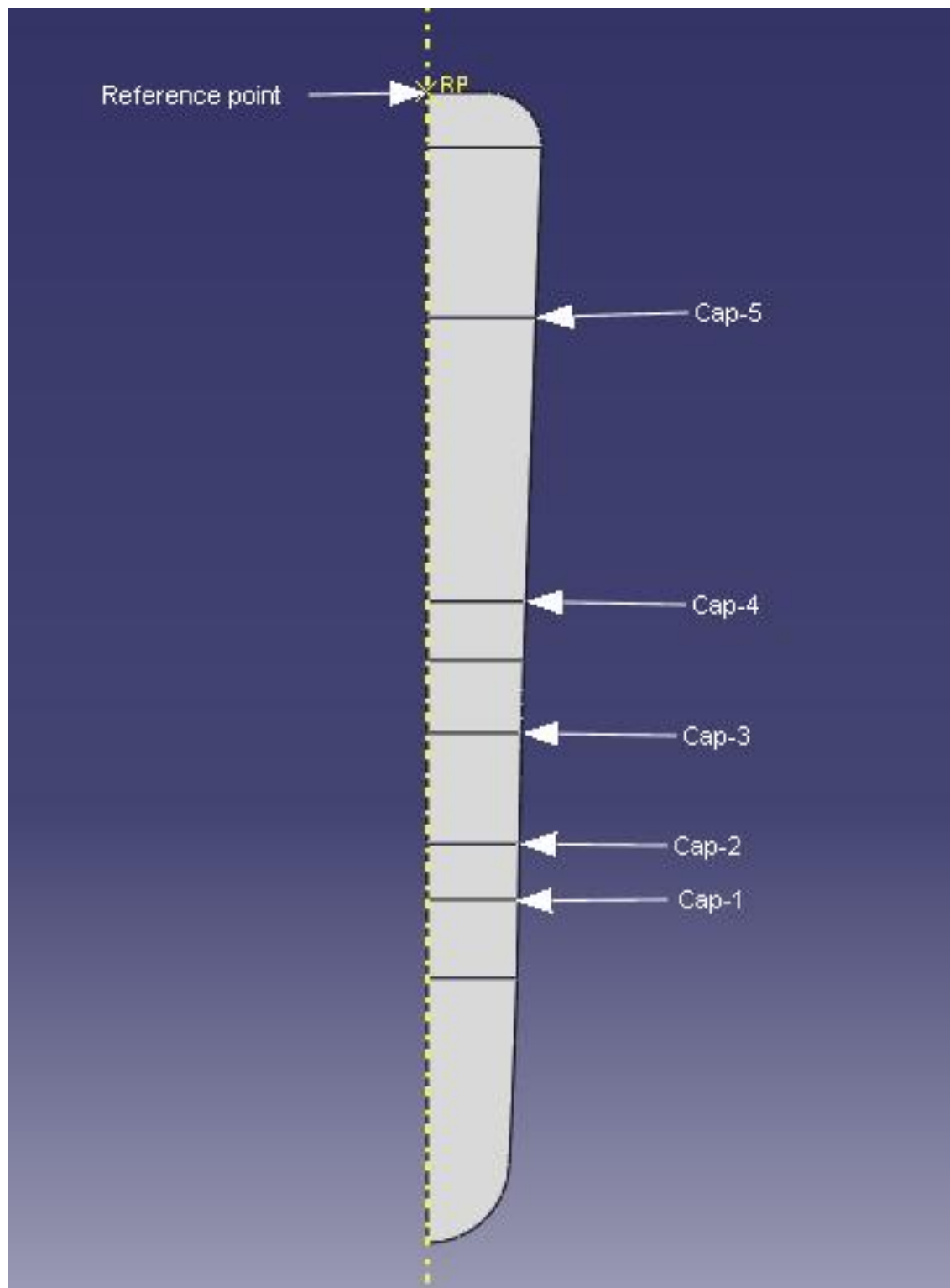


Figure 6-2 : Section verticale axisymétrique montrant la modélisation géométrique du cône numéro 2 avec la distribution des capteurs. Cap-1, Cap-2, Cap-3, Cap-4, et Cap-5 désignent respectivement les quatre capteurs de pressions totales.

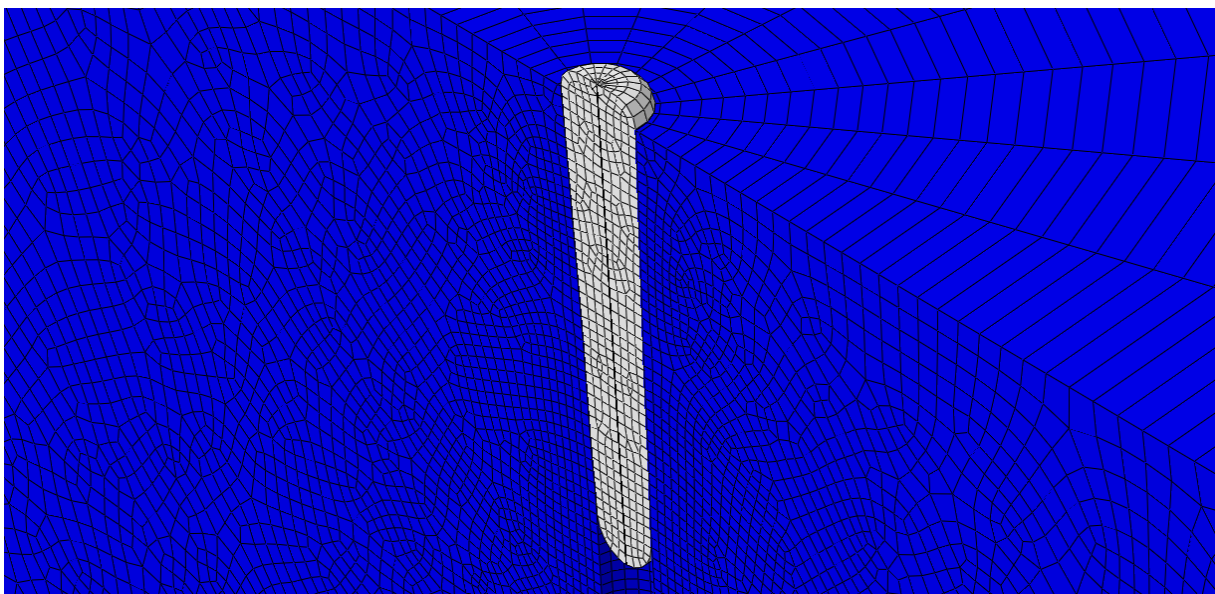


Figure 6-3 : Agrandissement de l'assemblage sol-ISC-2 à l'état initial. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

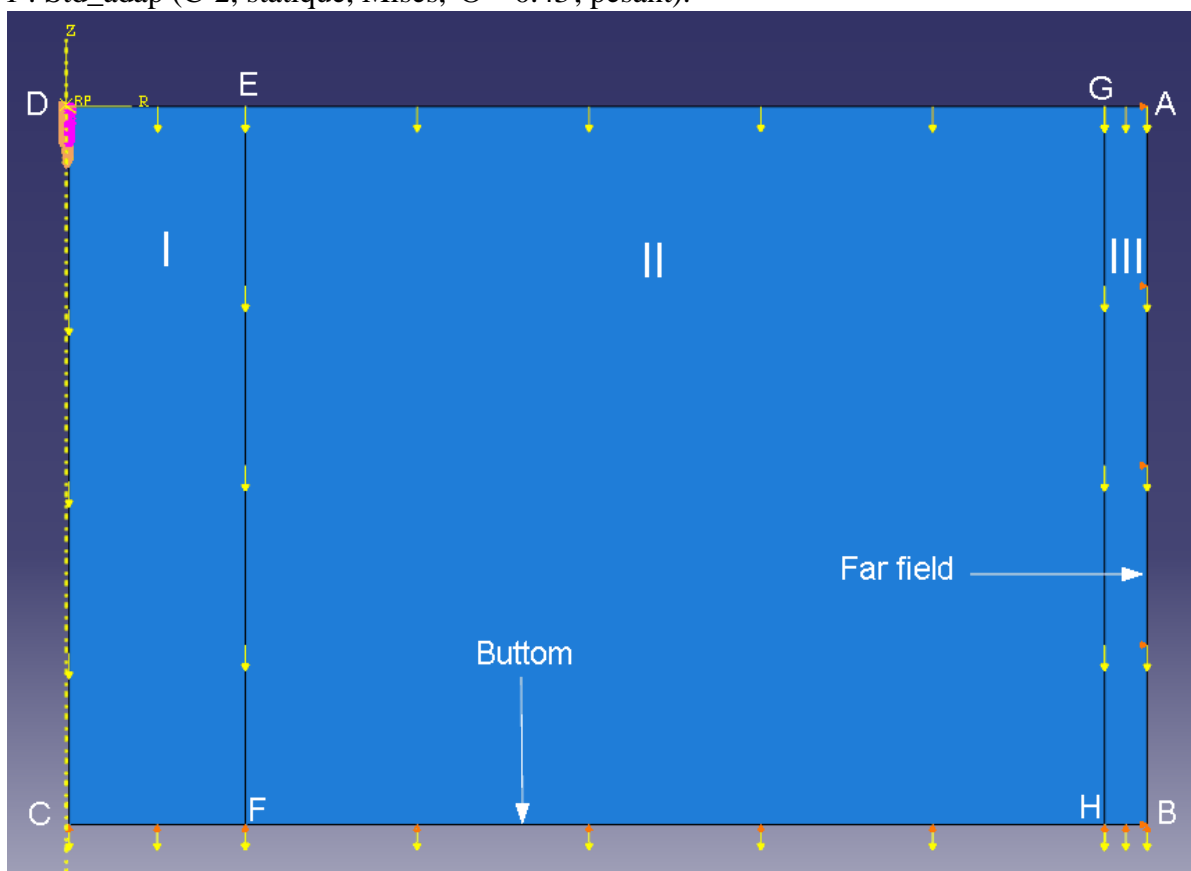


Figure 6-4 : ISC-2 préinstallé au niveau de la surface du sol, et partition du sol avec les conditions aux frontières, à l'état initial, Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

6.2.1.2 L'étape de la solution

La simulation Sim 6-1 est effectuée en une seule étape (étape de fonçage) utilisant une procédure statique générale intégrée dans Abaqus/Standard. Dans cette étape, l'incrément automatique a été utilisé.

6.2.1.3 Déplacements et conditions aux frontières imposés - charges appliquées

Les déplacements, les conditions aux frontières imposés et les charges appliquées sont les mêmes que ceux mentionnés au sous-paragraphe 5.6.1.3.3.

6.2.1.4 Techniques de maillage, type d'éléments, et densité de maillage

Raffinement du maillage : Le sol entier a été maillé avec un seul type d'élément, i.e. CAX4R intégré dans ABAQUS. Le maillage a été construit graduellement pour les trois partitions géométriques (I, II, et III tel qu'indiqué à la Figure 6-4).

Le maillage du sol est représenté à la Figure 6-5. La stratégie de maillage est identique à celle adoptée dans le sous-paragraphe 5.6.1.3.4. La longueur des côtés des éléments formant le trou pilote (ligne CD) a été limitée approximativement à 1×10^3 m. Sur l'arête EF (Figure 6-4) séparant les régions I et II, cette longueur a été augmentée jusqu'à 0.1 m, tandis que les côtés des éléments situés sur l'arête GH et l'arête de rive AB simulant l'infini (Figure 6-4) ont une longueur approximative de 0.4 m.

Les régions I, II ont été maillées avec la technique de maillage libre, tandis que la région III a été discrétisée avec un maillage structuré. Le contrôle du maillage et de la densité pour chaque région est détaillé au Tableau 6-1.

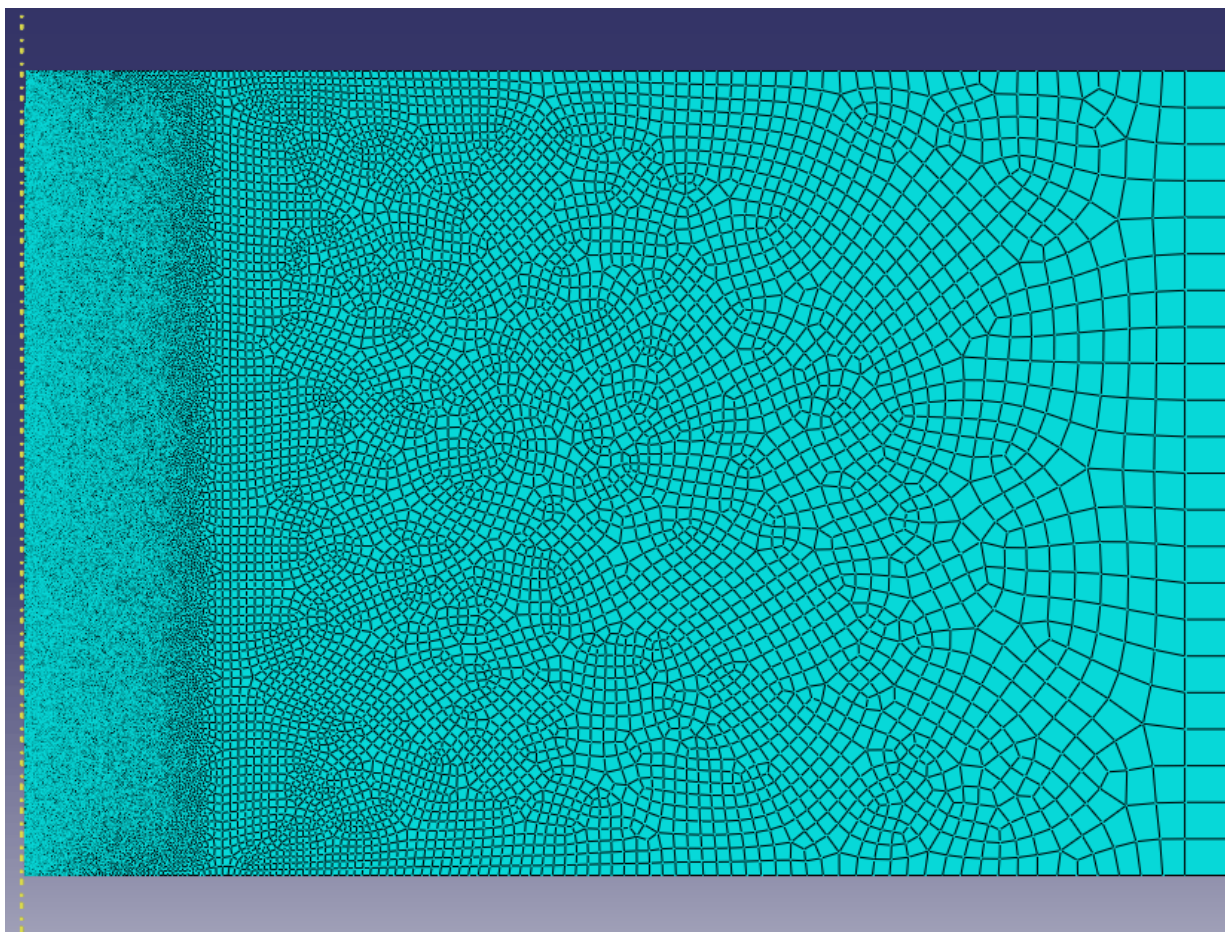


Figure 6-5 : Représentation axisymétrique, à l'état initial, du maillage du sol. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

Tableau 6-1 : Contrôle du maillage initial du sol; nombre des éléments et des nœuds. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

Région	Contrôle du maillage	Nombre total des éléments de type CAX4R	Nombre total des nœuds
I	Libre	60579	61135
II	Libre	4181	4298
III	Structuré	22	46

6.2.2 Résultat de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant)

Ici, et dans un but d'alléger le texte, on présente les principaux résultats dérivant de la simulation Sim 6-1. La Figure 6-6 montre les contours des contraintes de von Mises développées dans l'argile au temps $t = 207$ s de l'étape de fonçage. La zone redue totalement plastique du sol encaissant, ainsi que les déformations plastiques équivalentes, au même temps sont présentées à la Figure 6-7. La Figure 6-8 montre les contours des pressions de contact prédites (*CPRESS*), et des contraintes de cisaillement (*CSHEARI*) prédites sur l'interface cône-argile.

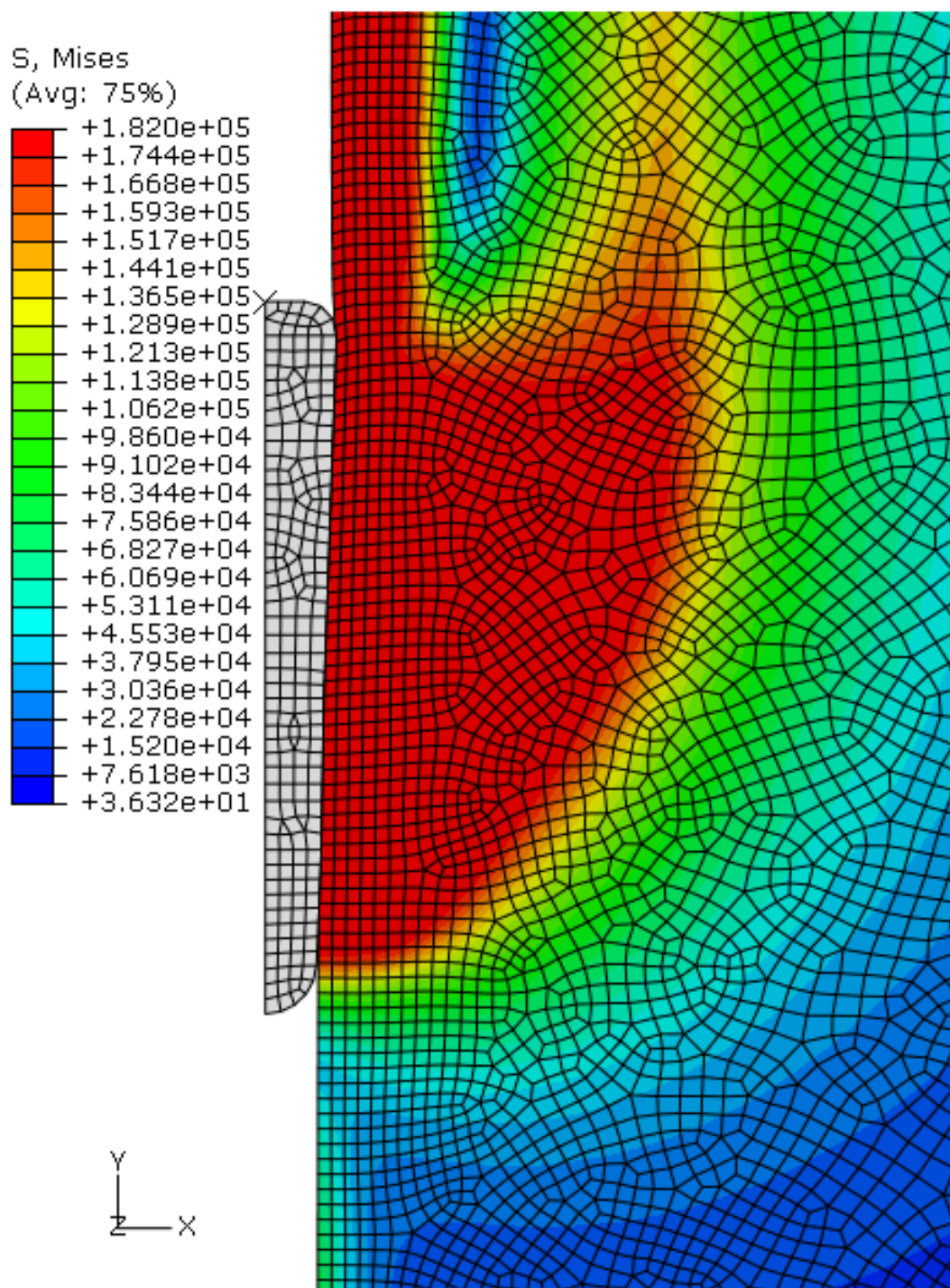


Figure 6-6 : Contours des contraintes de von Mises prédites (S). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.14m et au temps $t = 207s$. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

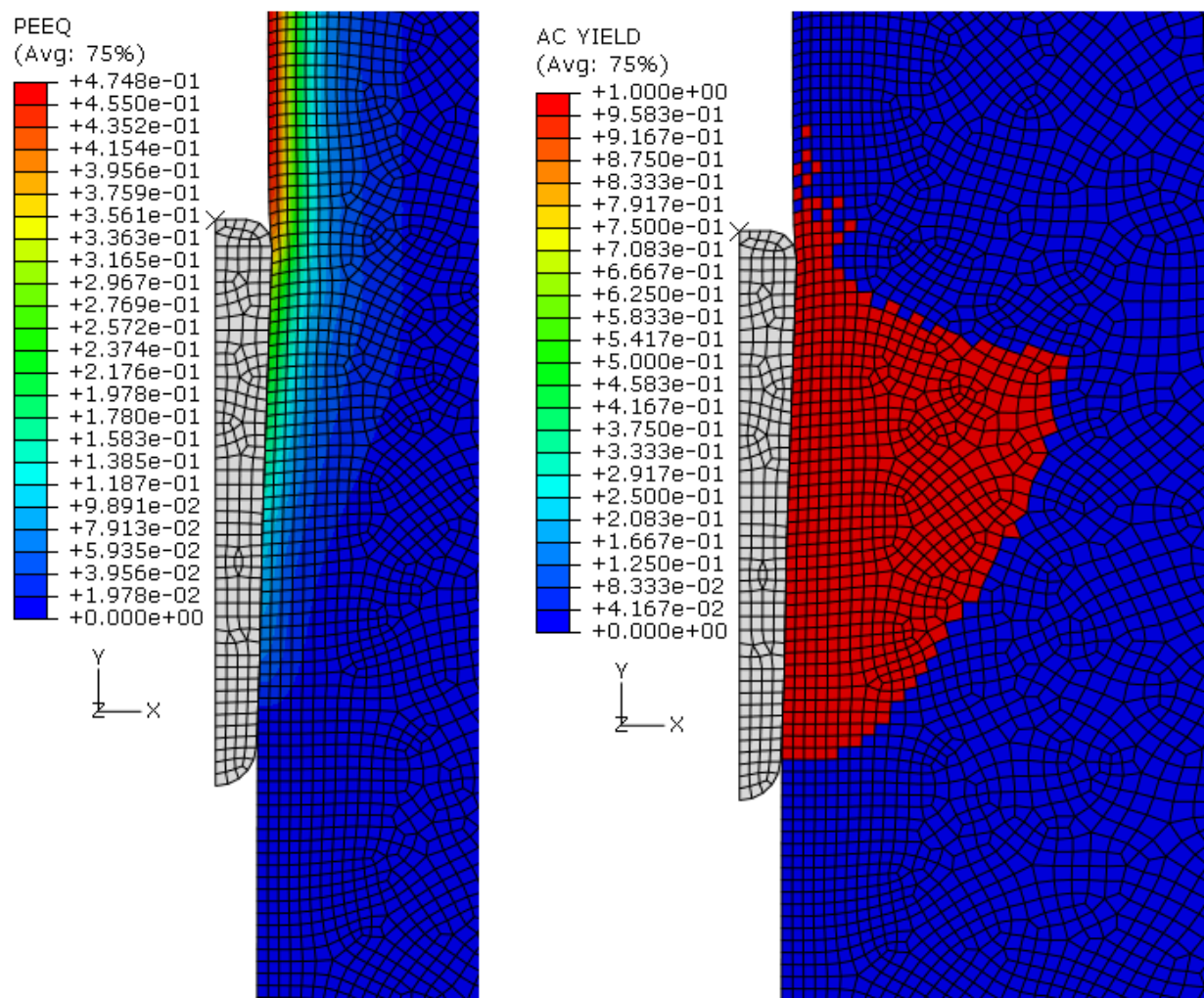


Figure 6-7 : Contours de la déformation plastique équivalente prédite (*PEEQ*) et zone totalement plastique. Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.14m et au temps $t = 207$ s. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

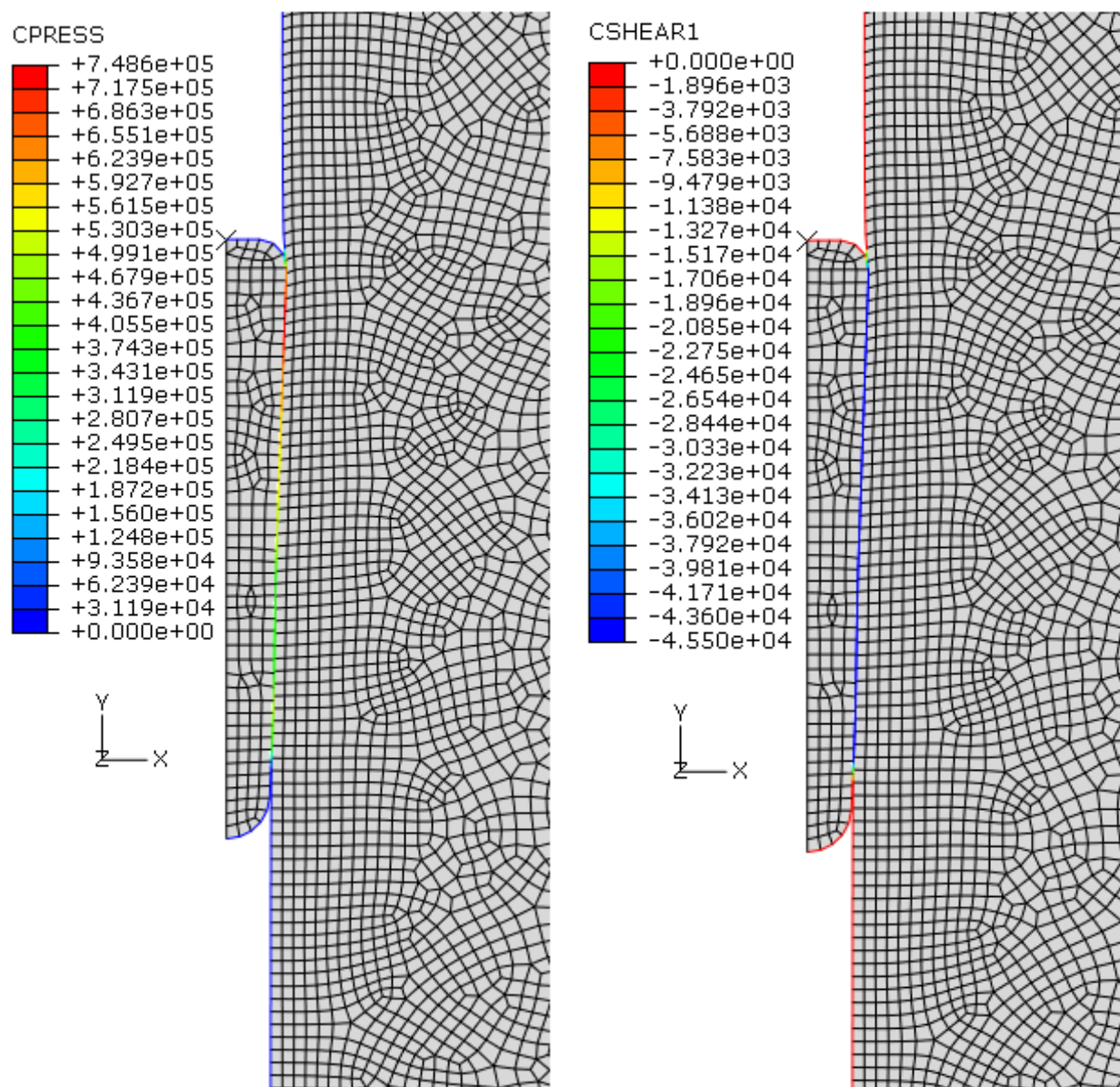


Figure 6-8 : Contours des pressions de contact prédites (*CPRESS*), et des contraintes de cisaillement prédites sur l'interface cône-argile (*CSHEAR1*). Configuration correspondant à une profondeur de fonçage du cône de 4.14 m et au temps $t = 207$ s . Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

6.3 ISC-2 : Effet de la variation de l'adhérence sur les pressions totales mesurées et conclusion sur l'implantation des capteurs

Dans la présente simulation, les capteurs du cône numéro 2 C2-Cap-1, C2-Cap-2, C2-Cap-3, C2-Cap-4, et C2-Cap-5 sont placés respectivement aux nœuds N5, N7, N10, N14, et N16. Les profils des contraintes de contact (totales) en fonctions de la profondeur de fonçage du cône ont été prédits pour l'essai ISCT-2 (Figure 6-9, Figure 6-10, Figure 6-11, Figure 6-12, Figure 6-13, Figure 6-14, Figure 6-15 et Figure 6-16).

6.3.1 Une zone d'égales pressions

Que le sol soit pesant ou non pesant, on peut conclure d'après ces figures que les courbes de pressions de contact versus la profondeur de fonçage du cône des capteurs Cap-1, Cap-2 et Cap-3, sont très proches l'une de l'autre. Donc, ces trois capteurs vont mesurer sensiblement la même pression à la même profondeur de fonçage et par suite ils sont mal distribués sur le fût du cône-2.

Il est à conclure que les capteurs 1, 2 et 3 sont implantés à l'intérieur d'une zone équipressiométrique sur le fût du cône. Les déformations volumétriques (Figure 6-1) aux niveaux de ces trois capteurs $(\Delta V / V)_{Cap-1}$, $(\Delta V / V)_{Cap-2}$ et $(\Delta V / V)_{Cap-3}$ sont situés à l'intérieur d'une fourchette $\left[(\Delta V / V)_{inf}, (\Delta V / V)_{sup} \right]$ tel que :

$$(\Delta V / V)_{inf} \leq (\Delta V / V)_{Cap-1}, (\Delta V / V)_{Cap-2}, (\Delta V / V)_{Cap-3} \leq (\Delta V / V)_{sup}$$

où $(\Delta V / V)_{inf}$ et $(\Delta V / V)_{sup}$ désignent respectivement la limite inférieure et supérieure de la déformation volumétrique dans cette zone d'égales pressions. De ce qui précède, il est rationnel d'implanter un capteur unique à l'intérieur de cette zone d'égales pressions. Plus loin, au paragraphe 6.4, on démontrera que les capteurs 1, 2 et 3 appartiennent à une zone d'égales pressions, et doivent être remplacés par un capteur unique.

6.3.2 Disparition du DIP et correction du comportement du capteur de rive

Avec le cône effilé numéro 2, le chevauchement des courbes *CPRESS-D* disparaît. Cette anomalie qui existait avec le cône-1 (Sim 6-4 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant)), a été corrigée ici, grâce à l'augmentation de l'élancement du cône et de la distance qui sépare le capteur 5 de l'extrémité aval du fût du cône.

6.3.3 Des pressions de contact quasi indépendantes de l'adhérence

Dans un cas de sol pesant ou non pesant, il a été trouvé que les pressions de contact (*CPRESS*) prédites par les cinq capteurs sont presque insensibles (ou légèrement sensibles) à la variation de la contrainte d'adhérence appliquée sur la surface latérale du cône. Ce résultat peut être confirmé en examinant les courbes *CPRESS-D* (pour différentes contraintes d'adhérences) dans les figures suivantes : Figure 6-17, Figure 6-18, Figure 6-19, Figure 6-20, Figure 6-21, Figure 6-22, Figure 6-23, Figure 6-24, Figure 6-25 et Figure 6-26. Généralement, *CPRESS* varie très peu avec l'adhérence, cette variation est plus prononcée au niveau du cinquième capteur Cap-5 tel que démontré par la Figure 6-21 et la Figure 6-26.

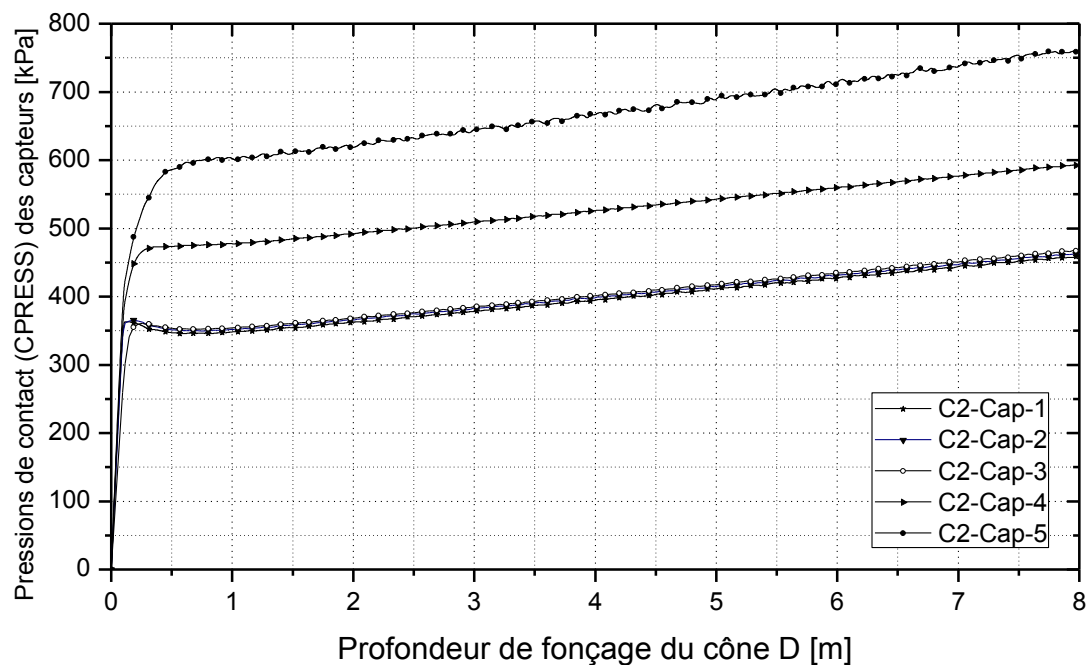


Figure 6-9 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-1 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant).

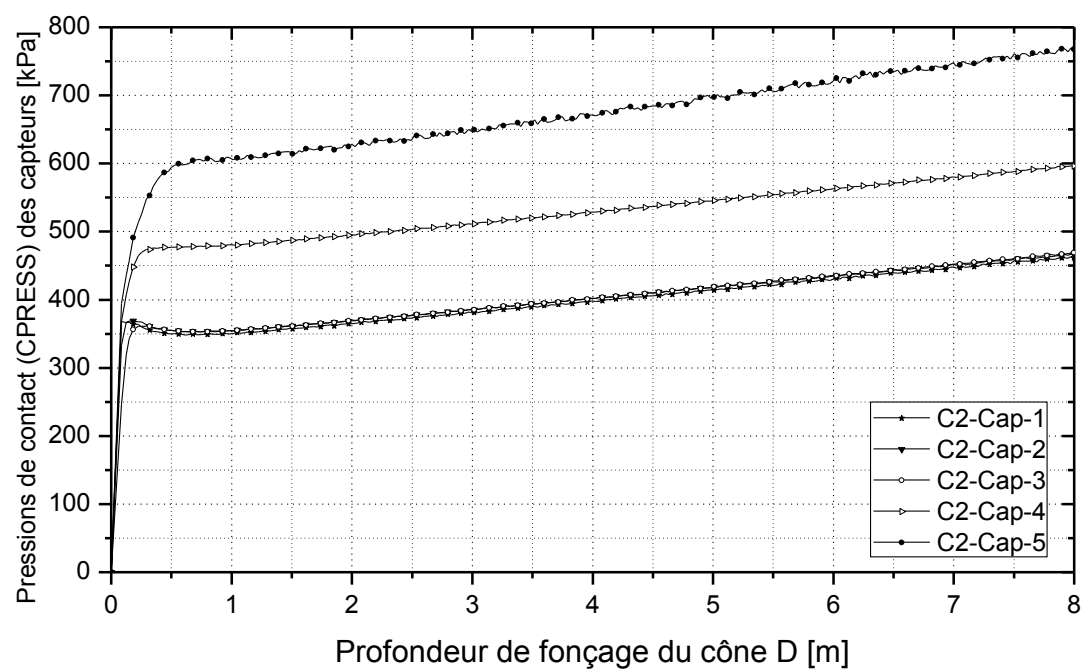


Figure 6-10 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-2 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, pesant).

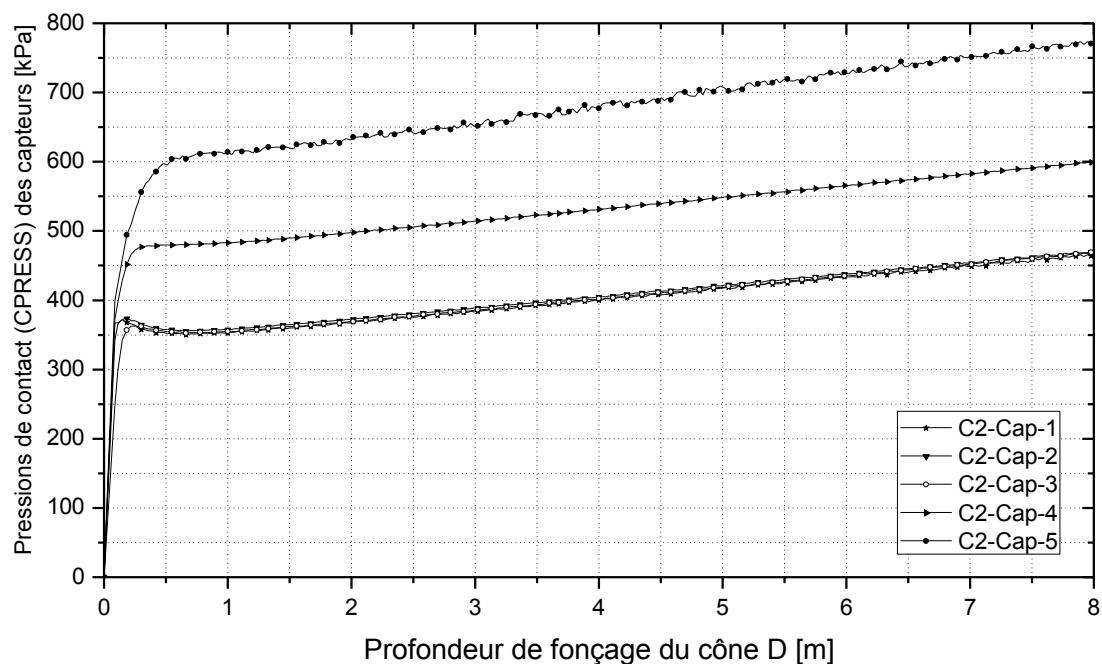


Figure 6-11 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

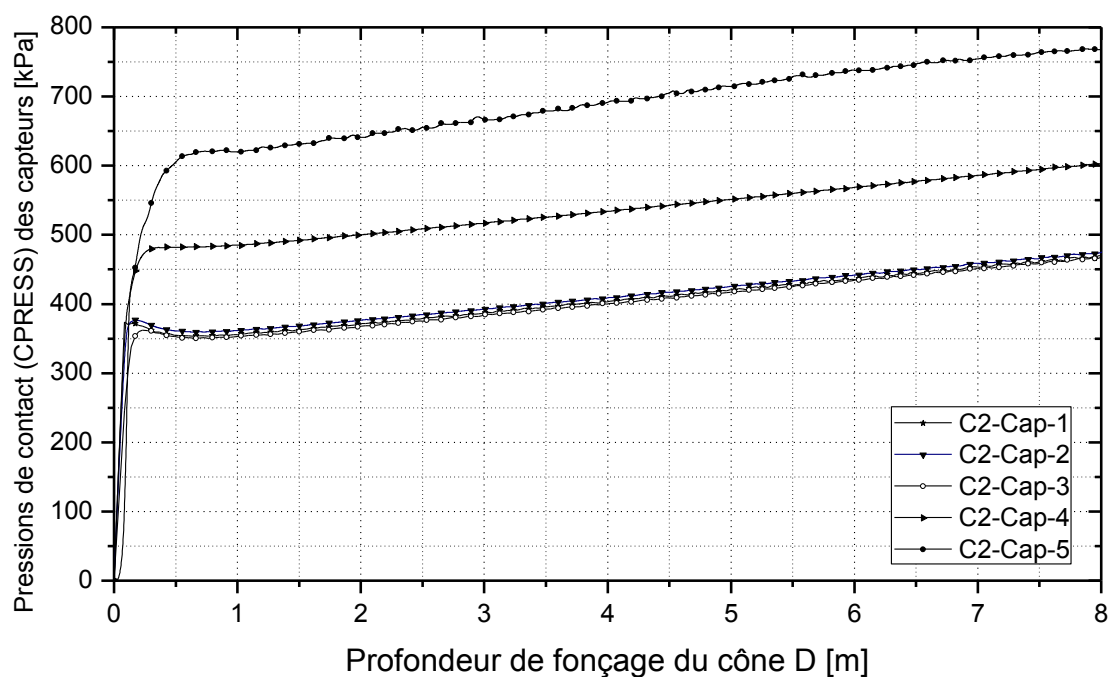


Figure 6-12 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-4 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

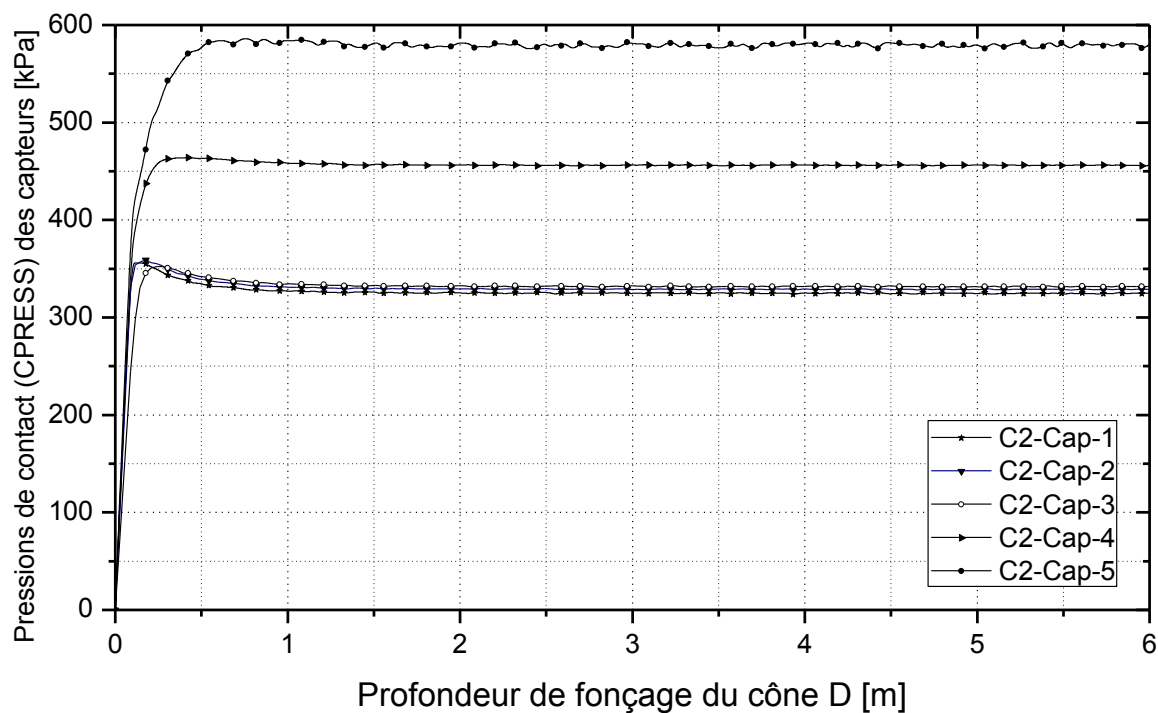


Figure 6-13 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-5 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, non pesant).

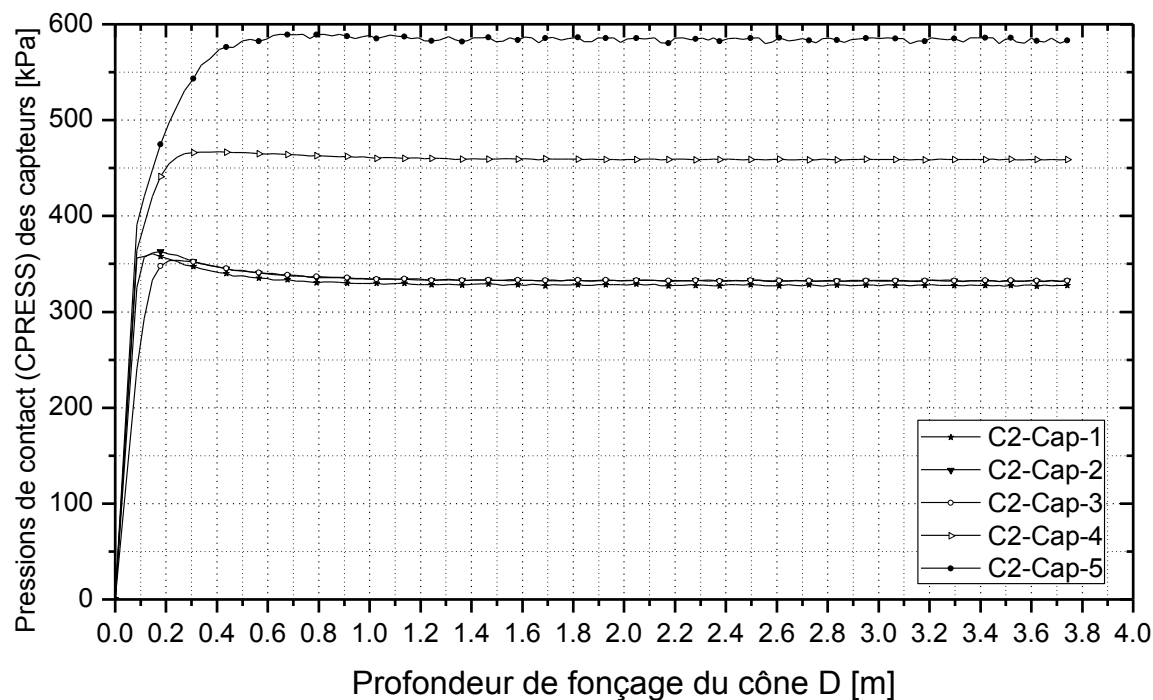


Figure 6-14 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-6 : Std_adap (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.35$, non pesant).

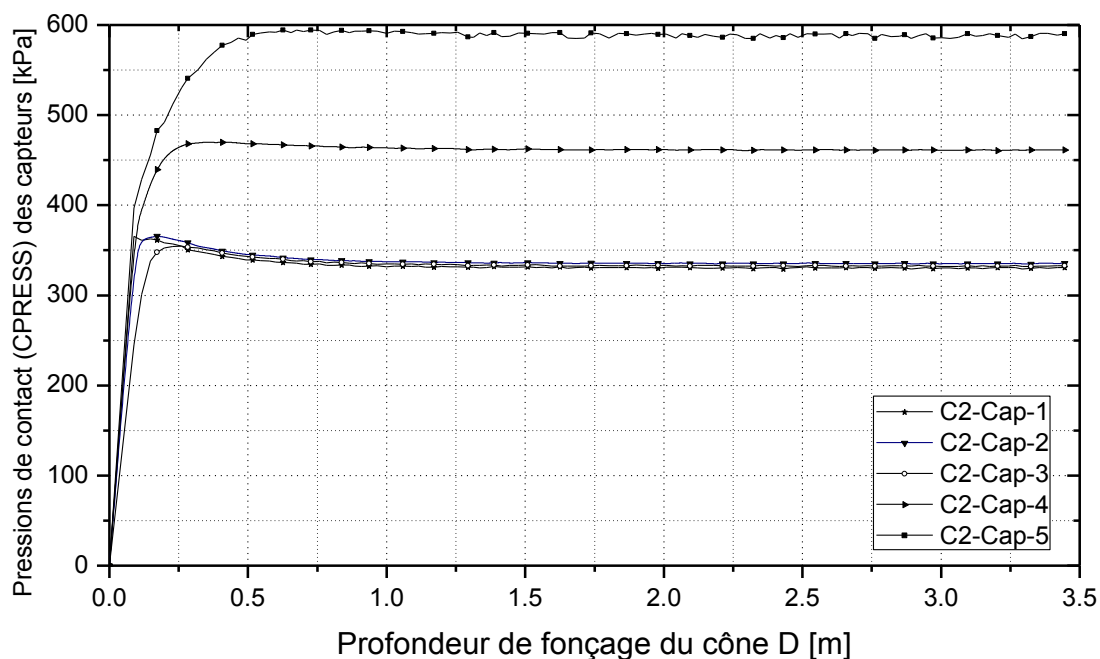


Figure 6-15 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-7 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, non pesant).

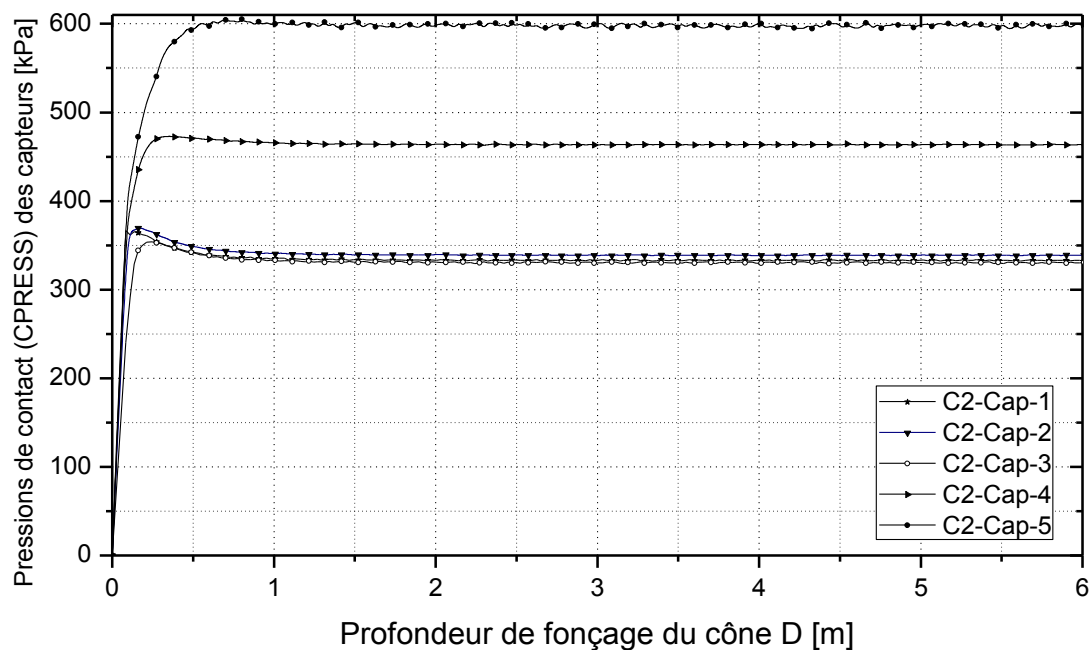


Figure 6-16 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas de la simulation Sim 6-8 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.0$, non pesant).

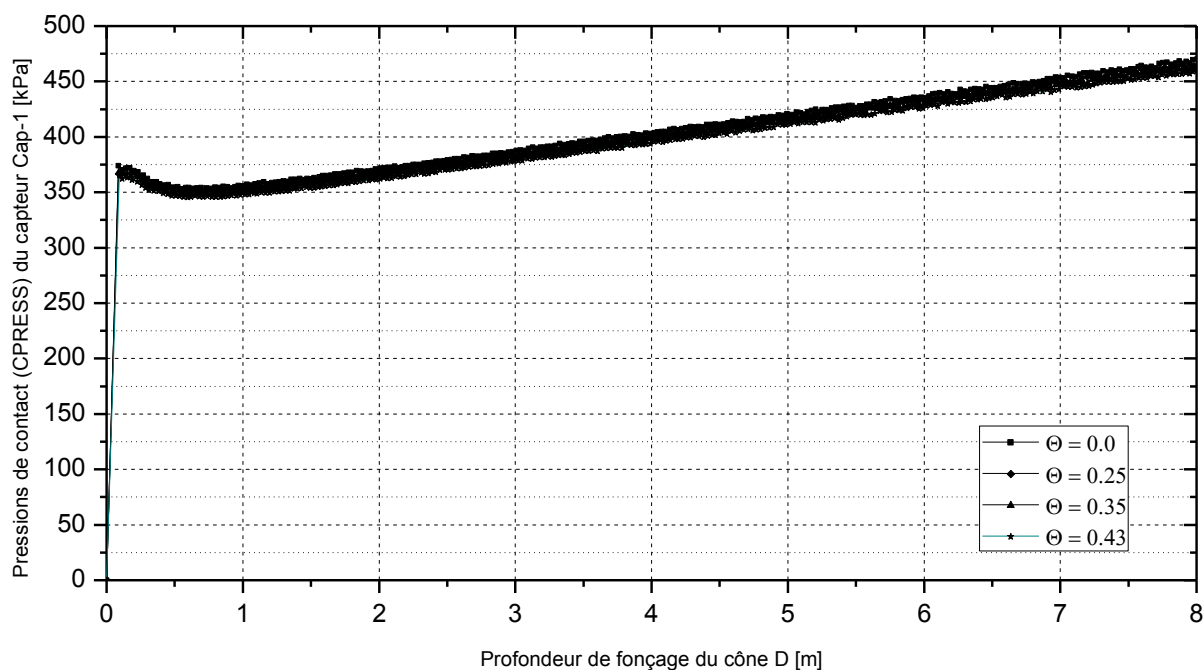


Figure 6-17 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.

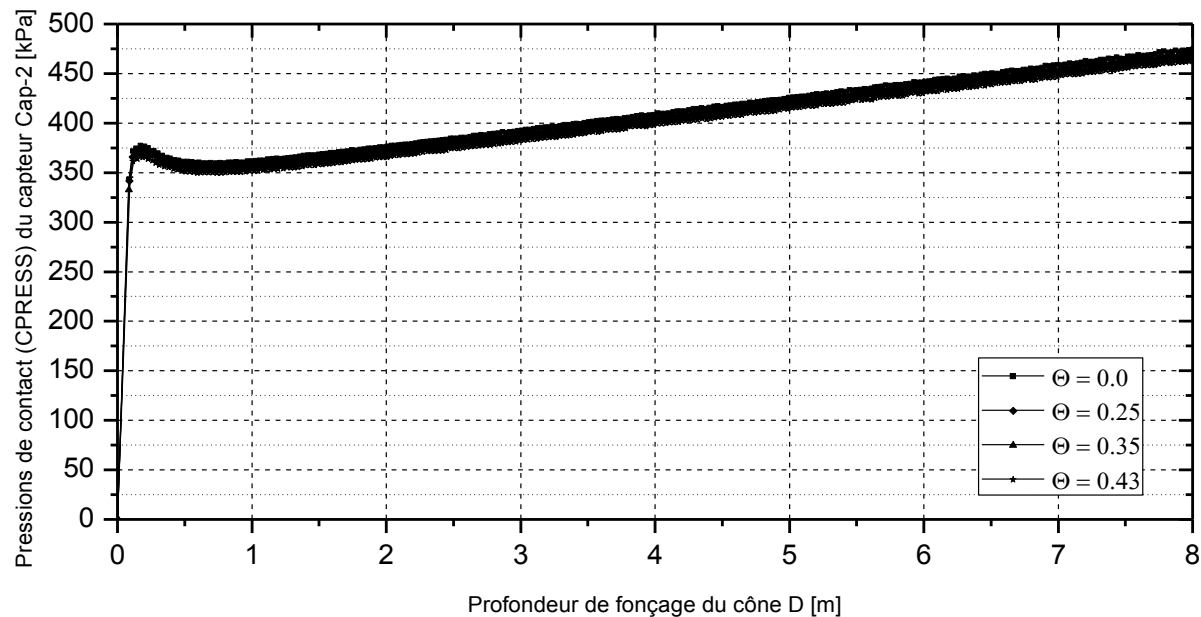


Figure 6-18 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 2 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.

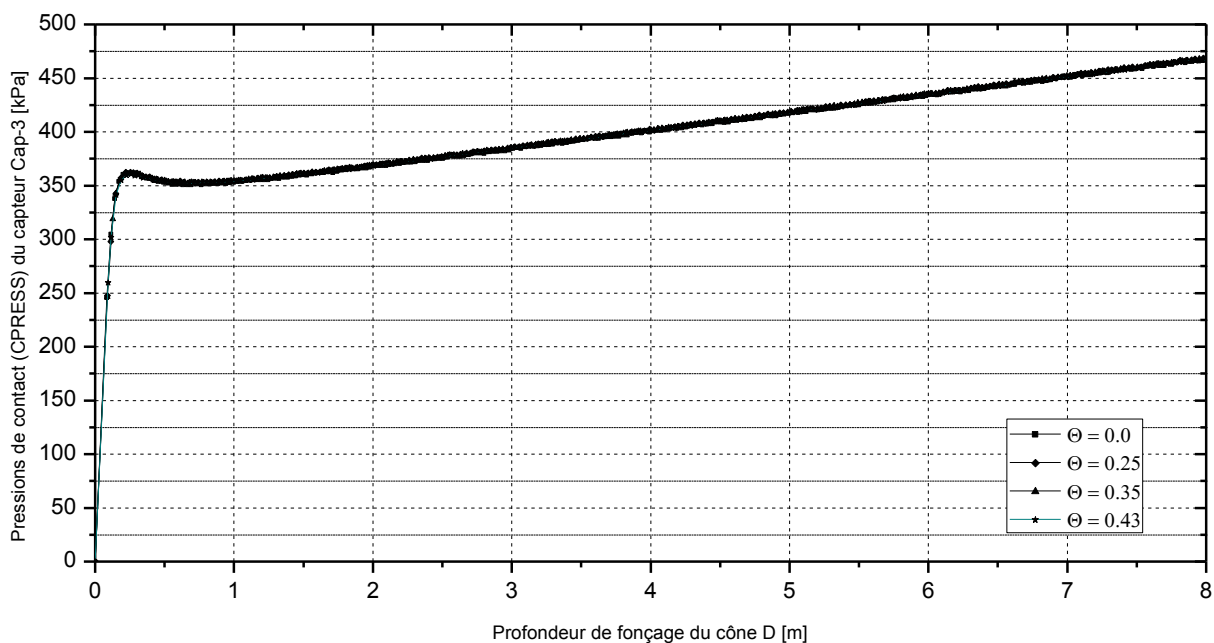


Figure 6-19 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 3 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.

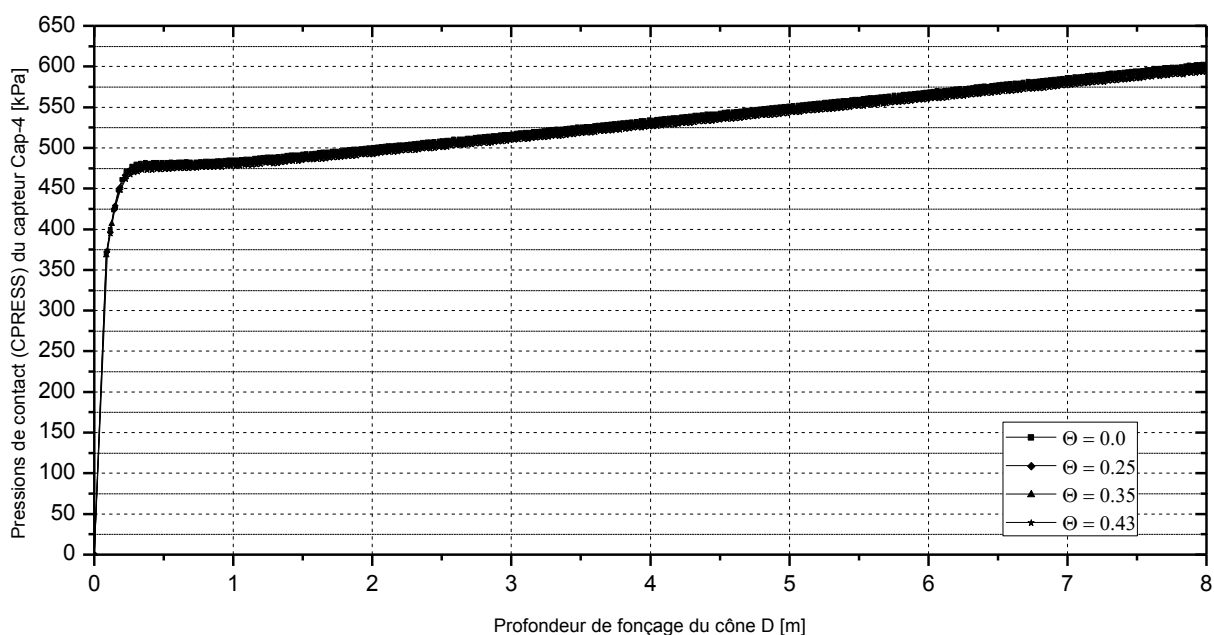


Figure 6-20 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 4 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.

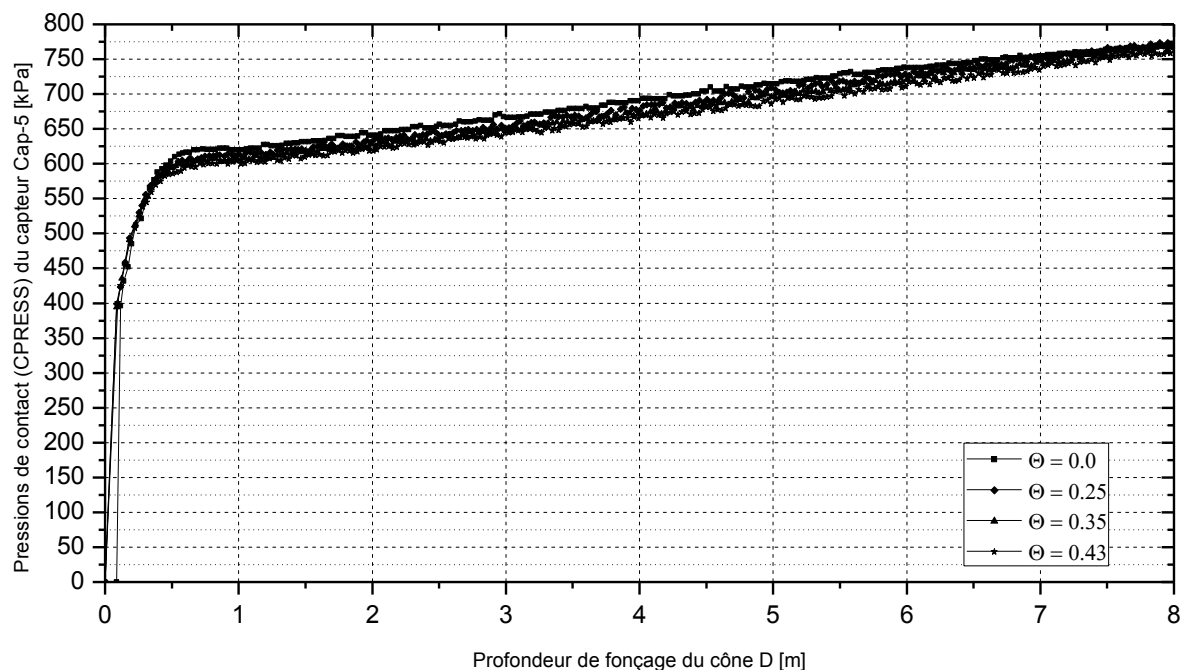


Figure 6-21 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 5 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol pesant.

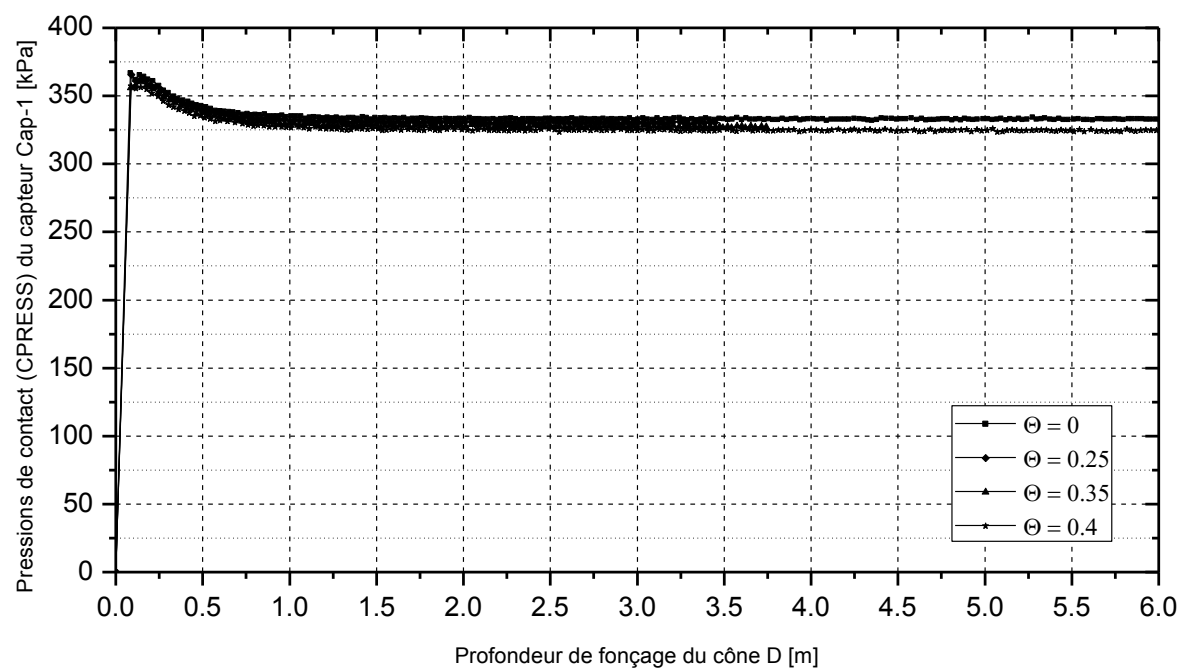


Figure 6-22 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 1 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.

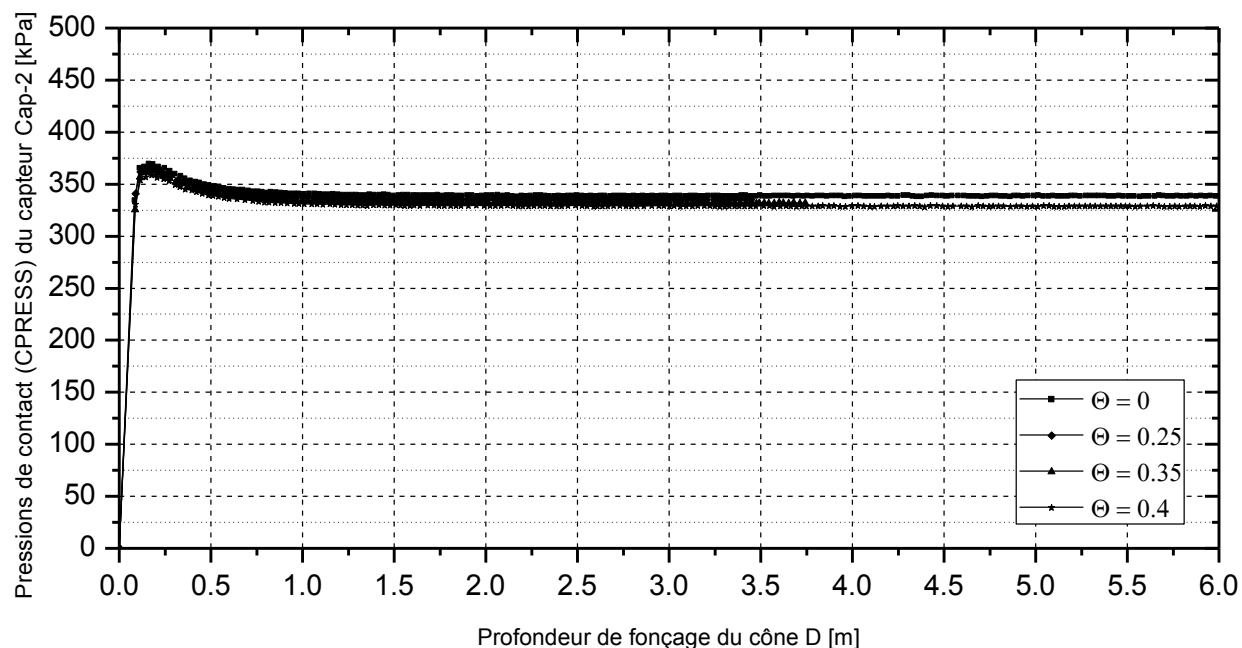


Figure 6-23 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 2 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.

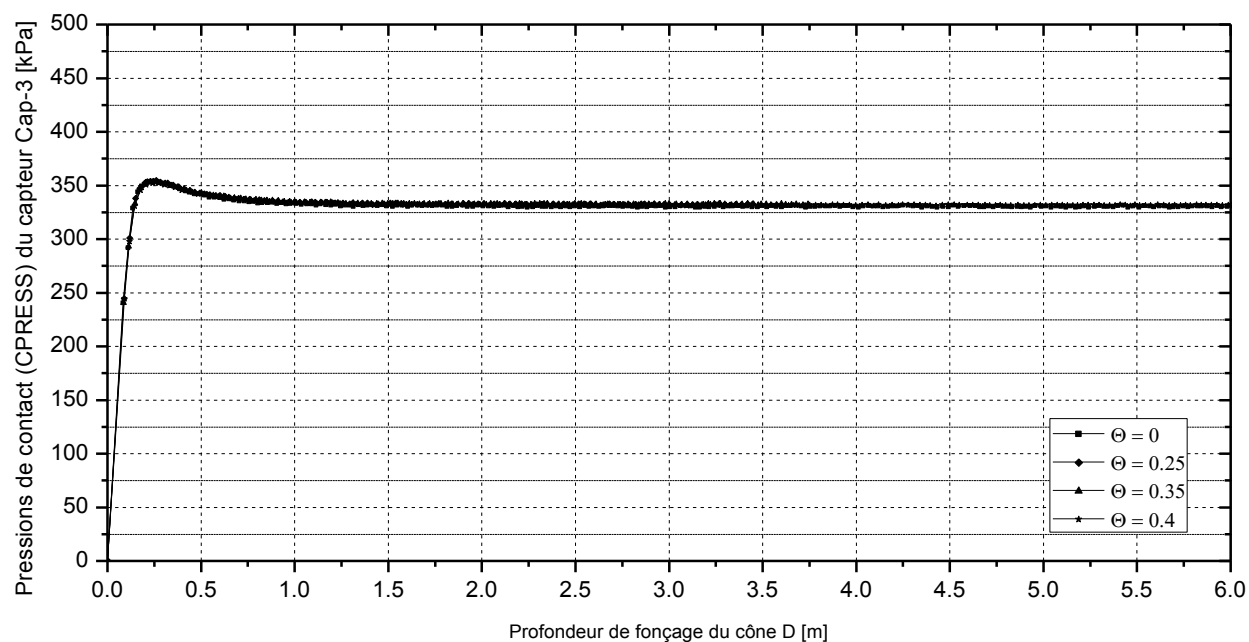


Figure 6-24 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 3 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.

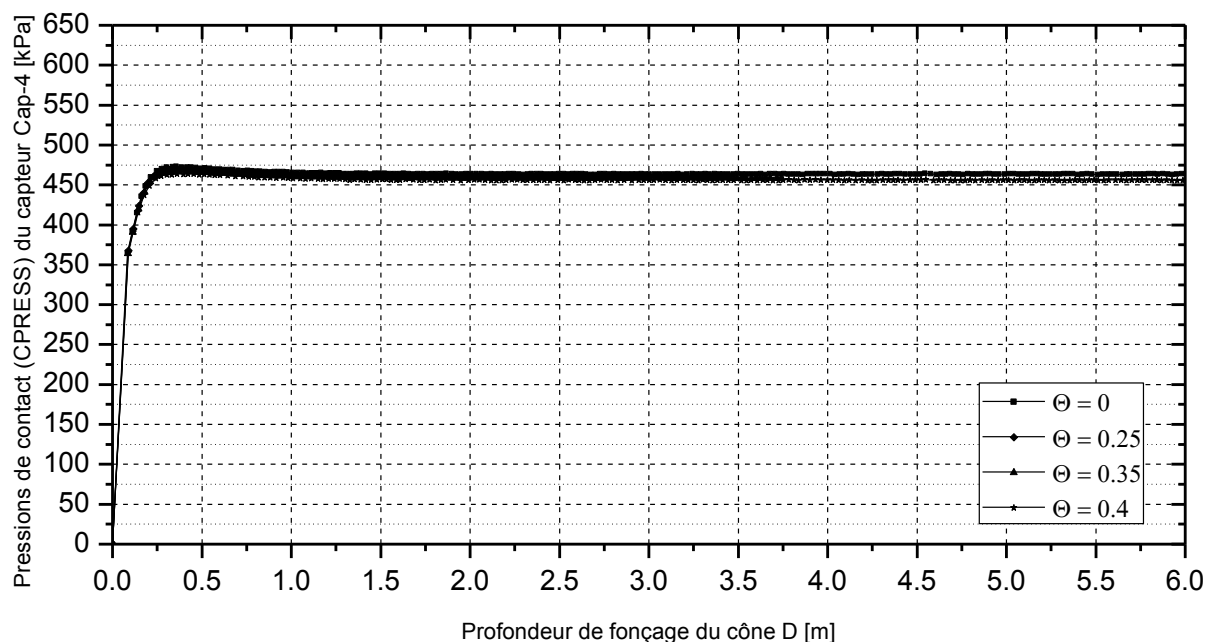


Figure 6-25 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 4 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.

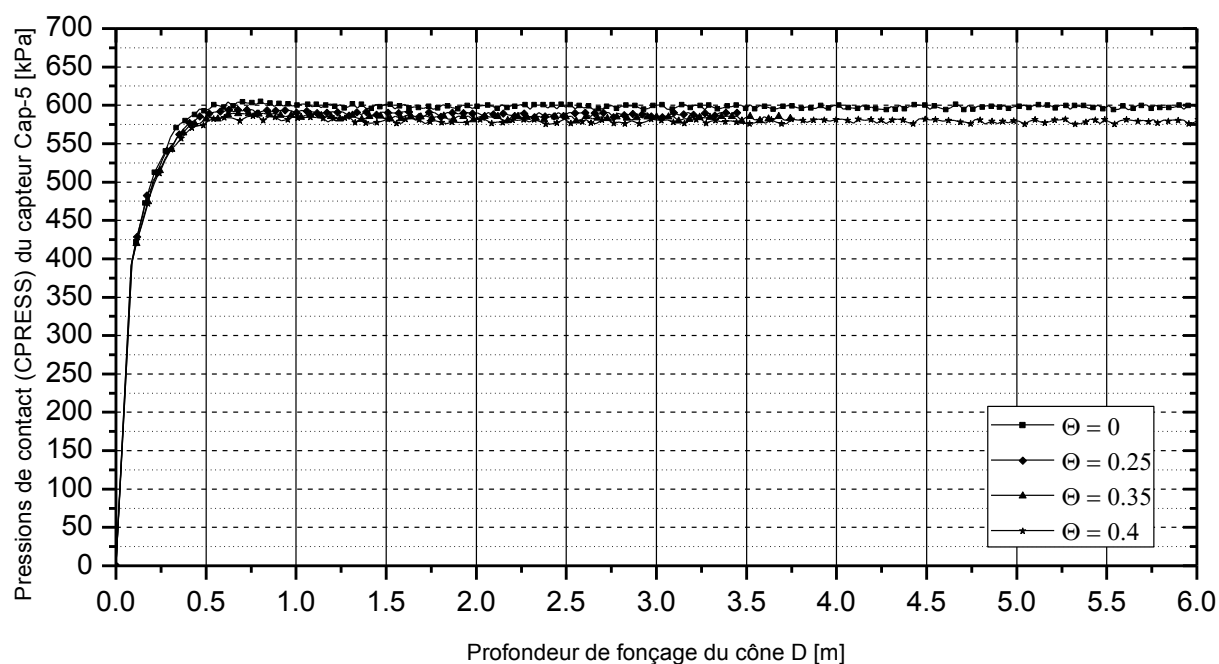


Figure 6-26 : Comparaison des courbes des pressions de contact (*CPRESS*) appliquées sur le capteur numéro 5 versus profondeur de fonçage (*D*) du cône, pour différentes contraintes d'adhérence. Cas d'un sol non pesant.

6.4 ISC-2 : Pressions de contact versus déformations volumétriques

Afin de comparer les répartitions des pressions de contact prédites à partir des deux essais ISCT-1 et ISCT-2, on a déterminé les courbes des pressions de contact versus les déformations volumétriques pour le cas d'un fonçage superficiel ($D = 0.449$ m, Figure 5-116), et pour le cas d'un fonçage profond ($D = 7.765$ m, Figure 6-28). Ces courbes dérivent des résultats de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant). Dans ces figures, les pressions sont appliquées sur le fût du cône-2, c.-à.-d., de $X = 0$ mm jusqu'à $X = 340.0$ mm (Figure 6-1). Ces profondeurs de fonçages ont été sélectionnées intentionnellement pour comparer les courbes C2-CPRESS-Shaft de la Figure 5-116 et de la Figure 5-117 aux courbes CPRESS-Shaft de la Figure 5-88 pour laquelle $D = 0.446$ m, et de la Figure 5-89 pour laquelle $D = 7.76$ m (voir paragraphe 5.9).

Pour faciliter la lecture des valeurs, les déformations volumétriques à la Figure 5-16 et à la Figure 5-17 ont été présentées en logarithme décimal (au lieu du logarithme népérien).

6.4.1 Fonçage superficiel

Soit O l'origine du fût pour lequel on a $X = 0$ mm et $\Delta V / V = 0$ (Figure 6-1). Dans le cas d'un fonçage superficiel (Figure 5-116), la courbe C2-CPRESS-Shaft montre que la pression CPRESS décroît de 438 kPa (point O) pour atteindre le point I ($\Delta V / V = 3.59\%$, $CPRESS = 346$ kPa). À partir du point I, CPRESS augmente d'une façon quasi linéaire avec une faible pente pour atteindre le point d'inflexion S ($\Delta V / V = 9.71\%$, $CPRESS = 354$ kPa), où la courbe change de concavité (Figure 5-116).

Il est à noter que les capteurs 1, 2 et 3 sont représentés sur la Figure 6-27 par les points : $C1(\Delta V / V = 3.0\%$, $CPRESS = 347.4$ kPa), $C2(\Delta V / V = 5.0\%$, $CPRESS = 353.6$ kPa); et $C3(\Delta V / V = 9.0\%$, $CPRESS = 356$ kPa). Il est clair que les points I et S sont quasi confondus respectivement avec les points C1 et C3.

En passant du point I au point S, l'augmentation de la pression de contact est insignifiante, voir $(354 \text{ kPa} - 346 \text{ kPa}) / 346 \text{ kPa} = 2.3\%$. Tel que discuté au paragraphe précédent (6.3), la zone

équi pressiométrique est ici bornée par les deux valeurs $(\Delta V / V)_{\text{inf}} = 3.59\%$ au point I et $(\Delta V / V)_{\text{sup}} = 9.71\%$ au point S. Dans cette fourchette, il est recommandé de remplacer les trois capteurs par un seul, ceci pour une meilleure discrétisation du fût afin d'avoir plus de points servant à la détermination de S_u dans un diagramme $CPRESS - \ln(\Delta V / V \%)$.

6.4.2 Fonçage profond

La courbe C2-CPRESS-Shaft correspondant à un fonçage profond, a une allure similaire à celle de la Figure 6-27, cependant, ici (Figure 6-28), les pressions $CPRESS$ sont plus élevées du fait que le cône se trouve à une profondeur plus grande que dans le cas précédent (Figure 6-27). La Figure 6-28 montre que la zone d'égales pressions est sensiblement la même que dans le cas d'un fonçage superficiel. Dans cette zone, les pressions varient de 455 kPa à 463 kPa, c.-à.-d., de 1.7 %.

6.4.3 Conclusion

Il a été trouvé que la zone d'égales pressions est approximativement limitée par les capteurs numéro 1 et 3, ceci jusqu'à une profondeur de neuf mètres. Ce résultat a été trouvé à partir de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant), puisque il a été démontré au paragraphe 6.3 que les pressions de contact sont indépendantes de l'adhérence (c.-à.-d., de Θ); ce résultat est vrai pour toutes les simulations avec un sol pesant ou non pesant. Conséquemment, on peut généraliser que la zone appartenant au fût du cône-2 comprend une zone d'égales pressions limitée par les capteurs 1 et 3. Ces capteurs doivent être remplacés par un capteur unique implanté à l'intérieur de cette zone.

Comme au paragraphe 5.9 (ISC-1 : Note sur la détermination de la contrainte de cisaillement non drainé et conclusion), la résistance au cisaillement non drainé déterminée par l'équation (5.15) est bien différente que celle imposée comme donnée rentrante dans la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

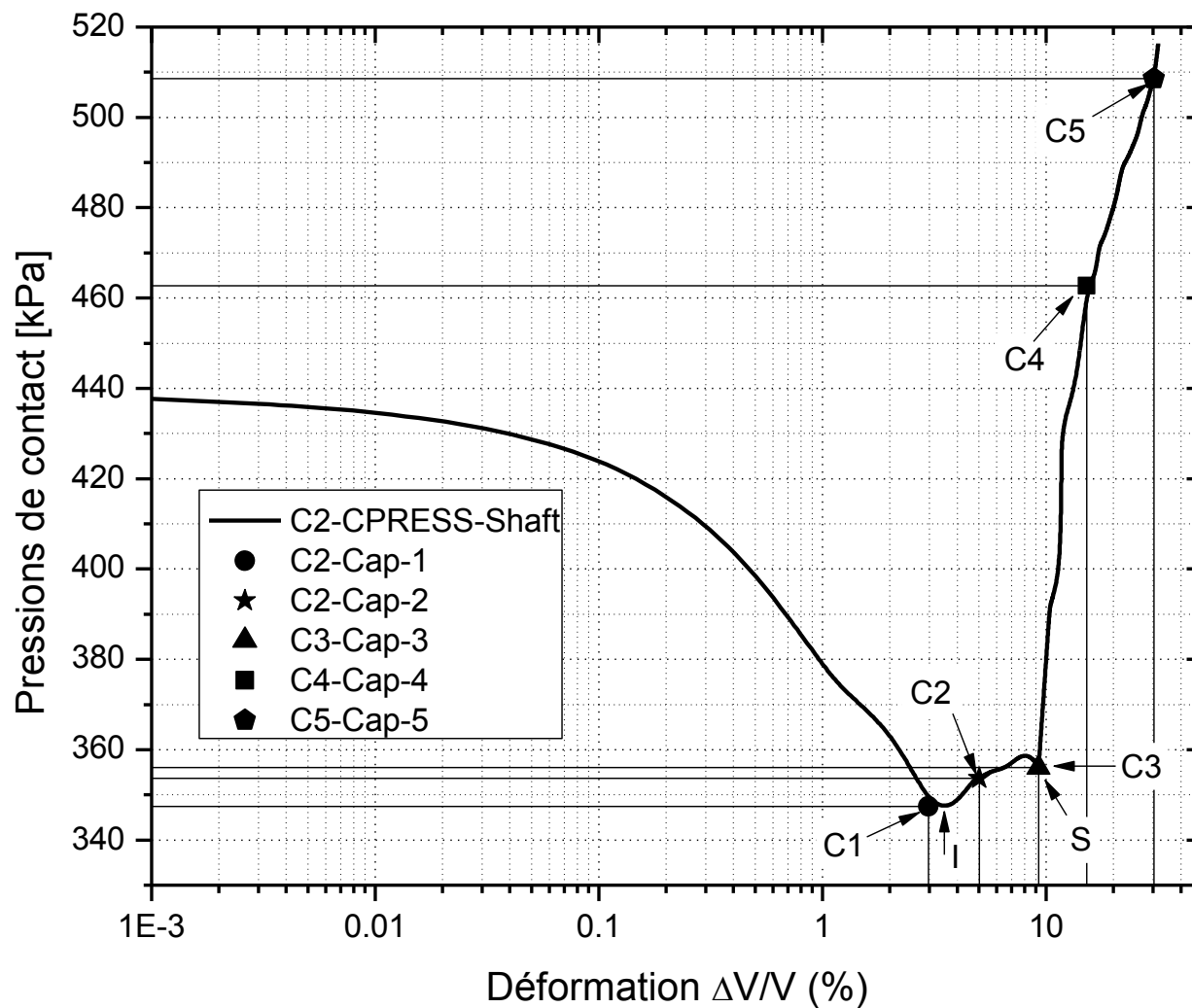


Figure 6-27 : Pression de contact versus déformation volumétrique. Courbe correspondant à une profondeur de fonçage superficielle du cône $D = 0.449$ m et au temps $t = 22.45$ s de l'étape de fonçage. Cas de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

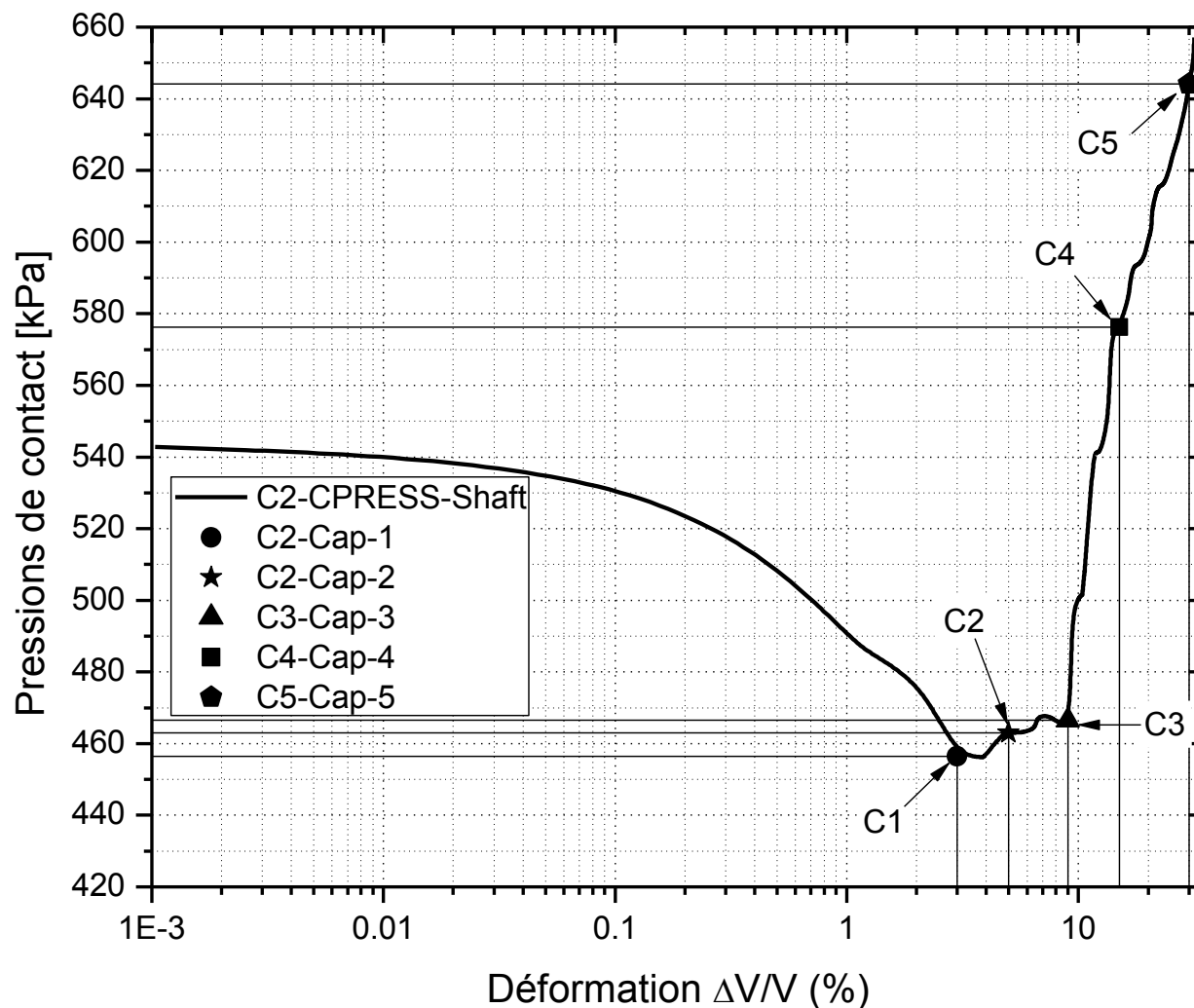


Figure 6-28 : Pression de contact versus déformation volumétrique. Courbe correspondant à une profondeur de fonçage profonde du cône $D = 7.765$ m et au temps $t = 388.3$ s de l'étape de fonçage. Cas de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

6.5 Effet de la vitesse de fonçage du cône effilé numéro 2

6.5.1 Introduction

Il est connu que la résistance au cisaillement non drainé des sols cohérents est dépendante du taux des déformations, voir par exemple Casagrande et Shannon (1949). L'objectif de la présente étude est l'investigation de l'effet de la vitesse de fonçage sur les résultats. Cette investigation est menée ici pour la première fois.

6.5.2 Position du problème-Taux de déformations dans un essai ISCT

La déformation conventionnelle de Lagrange peut être écrite de la façon suivante :

$$\varepsilon = \frac{l_f - l_0}{l_0} \quad (6.1)$$

où l_0 est la longueur initiale, l_f est la longueur finale et $l_f - l_0$ est la variation totale de la longueur. La déformation naturelle est définie par :

$$\bar{\varepsilon} = \ln(1 + \varepsilon) \quad (6.2)$$

La déformation finale (Eulérienne) est définie par :

$$\varepsilon_E = \frac{l_f - l_0}{l_f} = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} \quad (6.3)$$

Le taux de déformation, tel qu'il est conventionnellement défini peut s'écrire de la façon suivante

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (6.4)$$

et le taux de déformation naturelle est défini comme suite :

$$\dot{\bar{\varepsilon}} = \frac{d\bar{\varepsilon}}{dt} = \frac{d \ln(1 + \varepsilon)}{dt} = \frac{\dot{\varepsilon}}{1 + \varepsilon} \quad (6.5)$$

Il est à noter que pour des petites déformations, on a $\varepsilon \approx \bar{\varepsilon}$ (ex. si $\varepsilon = 0.0957$, $\ln(1 + 0.0957) = 0.0913 \approx 0.0957$).

Dans un essai pressiométrique pur, le taux de déformation ($\dot{\varepsilon}$) auquel ont fait l'expansion de la cavité cylindrique est bien défini. Généralement, ce taux est sensiblement fixé à $\dot{\varepsilon} = (r - r_0)/r_0 = 1\% / \text{min} = 1.6667 \times 10^{-2} \% / s^{-1}$ ou bien $1.6667 \times 10^{-4} s$. Par contre, dans un essai au cône effilé instrumenté, le taux de déformation auquel se déroule l'essai ne peut être fixé par l'expérimentateur, car l'essai est contrôlé par la vitesse de fonçage du cône. De ce qui précède, la

question qui se pose ici, est quel taux de déformations du sol est induit par une vitesse de fonçage du cône dans un essai ISCT. Comme la déformation du sol est bidimensionnelle (une déformation radiale et une autre verticale), tel que prouvée précédemment, ceci résulte en deux taux de déformation (c.-à.-d. radial et vertical).

Dans les simulations précédentes, il a été trouvé que la déformation verticale du sol due au passage du sol été négligeable par rapport à la déformation radiale; donc que le déplacement du sol encaissant le cône se fait essentiellement d'une façon horizontale. Conséquemment, et en première approximation, on suppose que le passage du cône se fait dans des conditions de déformations horizontales planes (c.-à.-d. on ne tient pas compte des déformations dans le sens vertical). En adoptant cette hypothèse, on pourra estimer le taux de déformation du sol de la manière suivante. Pendant la pénétration du cône dans le sol à vitesse continue $v_f = 2 \text{ cm/s}$ (tel que proposé dans l'essai), on peut noter que :

- Pendant une seconde, le cône traverse 2cm, et un point du sol en contact avec le cône, subira une déformation radiale exprimée par $\varepsilon = (r - r_0)/r_0$, alors que $r - r_0 = 0.02 \times \tan(2^\circ) = 6.98 \times 10^{-4} \text{ m}$ et $r_0 = 36.5 \times 10^{-3} \text{ m}$. Il est à rappeler que $r_0 = 36.5 \times 10^{-3} \text{ m}$ est le rayon initial du trou pilote, tel qu'il est proposé par l'essai. Conséquemment, on peut estimer que le taux de déformation horizontale du sol à $\dot{\varepsilon} = 191.23 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ ou bien $\dot{\varepsilon} = 1.9123\%/\text{s}$. Cette valeur est vraie pour la déformation du sol qui est en contact avec le tronçon conique qui a un angle d'effilement de deux degrés ;
- Pour un point du sol qui est en contact avec le tronçon du cône ayant un angle d'effilement de un degré, on a de la même façon que : $\dot{\varepsilon} = 0.009562 \text{ s}^{-1}$ ou bien $\dot{\varepsilon} = 0.9562\%/\text{s}$.

Il est à noter que dans ces conditions, le taux de déformation radial dans le cas d'un essai ISCT est beaucoup plus élevé que celui utilisé dans un essai pressiométrique conventionnel. Pour une expansion avec un angle d'effilement de deux et un degré, le rapport du taux de déformation dans les cas du ISC et du pressiomètre conventionnel est respectivement le suivant :

$\dot{\epsilon}_{ISCT} / \dot{\epsilon}_{pressiom\grave{e}tre} = 191.23 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1} / 1.6667 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1} = 114.7$ et $\dot{\epsilon}_{ISCT} / \dot{\epsilon}_{pressiom\grave{e}tre} = 57.3$. Ce rapport est jugé comme énorme, et par suite il semble que l'examen de l'effet $\dot{\epsilon}_{ISCT}$ sur les résultats mérite d'être examiné. C'est la raison pour laquelle les simulations subséquentes ont eu lieu.

Le Tableau 6-2 montre les taux de déformation horizontale $\dot{\epsilon}_{ISCT}$ pour différentes vitesses de fonçage du cône dans le cas d'un angle d'effilement de deux degrés et dans des conditions de déformations planes. Il est à noter que $\dot{\epsilon}_{ISCT}$ dans le cas d'un angle d'effilement d'un degré n'est autre que la moitié de celui de deux degrés.

Tableau 6-2 : taux de déformation horizontale pour un angle d'effilement de deux degré versus vitesse de fonçage. Cas des déformations planes.

Vitesse de fonçage [cm/s]	taux de déformation horizontale pour un angle d'effilement de deux degrés [s^{-1}]
1	0.957×10^{-2}
2	1.91×10^{-2}
5	4.78×10^{-2}
8	7.65×10^{-2}
10	9.57×10^{-2}

6.5.3 Objectif et description des simulations

La variation des pressions de contact prédites sur l'interface cône-argile due à une variation de la vitesse de fonçage, est étudiée dans ce paragraphe. L'étude porte sur l'essai ISCT réalisé avec le cône numéro 2. Ici, l'argile soumise à des contraintes extérieures, causées par le passage du cône, est supposée avoir un comportement inélastique dépendant du taux de déformation.

L'essai ISCT, n'est pas encore normalisé ; c'est la raison pour laquelle on a examiné l'effet de la variation de la vitesse de fonçage (v_f) du ISC-2, sur les pressions de contact générées à l'interface cône-argile. Conséquemment, et en supposant que la contrainte d'écoulement plastique $\sigma_y(\dot{\epsilon})$ du matériau dépend du taux des déformations, on examine l'influence de la variation de v_f sur les pressions de contacts prédites par les capteurs. Par la suite, la résistance de cisaillement non drainé, S_u , est évaluée à partir d'un diagramme $CPRESS - \ln(\Delta V/V)$, tel que proposé par la théorie d'interprétation du ISCT.

La vitesse de fonçage (v_f) pratique pour réaliser un essai au cône effilé instrumenté peut varier de 1 cm/s jusqu'à 8 cm/s. Ici, en tenant compte de la dépendance du comportement de l'argile sur le taux de déformation, on a étudié l'influence de v_f sur les résultats escomptés d'un essai ISCT-2 pour $v_f = 1\text{ cm/s}$, $v_f = 2\text{ cm/s}$, $v_f = 5\text{ cm/s}$ et $v_f = 8\text{ cm/s}$. Les caractéristiques et la nomenclature des quatre simulations qui ont été complétées à cet effet sont les suivantes :

Sim-C2 - 1cm/s : Cette simulation de base est déduite de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant) en apportant les modifications suivantes : a) Ici, on tient compte du taux de déformation de l'argile, et b) la vitesse de fonçage du cône numéro 2 est réduite à 1 cm par seconde. Tout le reste est inchangé.

Sim-C2 - 2cm/s : Cette simulation est déduite de la simulation Sim-C2 - 1cm/s en augmentant v_f à 4 cm par seconde. Tout le reste est inchangé.

Sim-C2 - 5cm/s : Cette simulation est déduite de la simulation Sim-C2 - 1cm/s en augmentant v_f à 5 cm par seconde. Tout le reste est inchangé.

Sim-C2 - 8cm/s : Cette simulation est déduite de la simulation Sim-C2 - 1cm/s en augmentant v_f à 8 cm par seconde. Tout le reste est inchangé.

Il est à rappeler que la réponse statique du sol dans l'essai ISCT réalisé avec le cône numéro 2 a été présentée dans les résultats de la simulation Sim 6-3. Dans les simulations

subséquentes, le sol sera modélisé par un modèle constitutif qui tient compte du taux de déformation, et qui sera présenté au sous-paragraphe suivant.

6.5.4 Modèle de résistance dépendant du taux de déformation

Pour les géomatériaux, le modèle de résistance au cisaillement non drainé en fonction du taux de déformation, le plus utilisé, semble être celui adapté de Johnson et Cook (1983) :

$$S_u = S_{u-réf} \left[1 + \rho_{réf} \log_{10} \left(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_{réf} \right) \right] \quad (6.6)$$

où :

S_u = résistance au cisaillement non drainé à un taux de déformation $\dot{\epsilon}$;

$S_{u-réf}$ = résistance au cisaillement non drainé à un taux de déformation de référence $\dot{\epsilon}_{réf}$;

$\rho_{réf}$ = paramètre du taux de déformation associé avec le taux de déformation de référence $\dot{\epsilon}_{réf}$;

Le taux de déformation seuil $\dot{\epsilon}_0$ en dessous duquel les effets sont négligeables a été suggéré par Sheahan, *et al.* (1966). Dans le modèle adopté dans les présentes simulations, on prendra le taux de déformation seuil $\dot{\epsilon}_0$ comme étant égal à 0.05 % / h donc $1.39 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ (Figure 6-29). Cette valeur est bien inférieure aux valeurs des taux de déformation figurant au Tableau 6-2 ; ceci veut dire que la réponse de l'argile suite au passage du cône dépendra forcément du taux de déformation.

Le paramètre $\rho_{réf}$ n'est autre que le taux de d'accroissement de la résistance au cisaillement non drainé par cycle logarithmique, il varie de 0% à 20% par cycle logarithmique. Une valeur moyenne de $\rho_{réf}$ équivalente à 10% a été retenue pour les présentes simulations. D'où la résistance au cisaillement non drainé et dépendante du taux de déformation peut être formulée comme suit :

$$\begin{aligned} S_u &= S_{u-réf} ; \text{ si } \dot{\epsilon} \leq \dot{\epsilon}_0 \\ S_u &= S_{u-réf} \left[1 + \rho_{réf} \log_{10} \left(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_{réf} \right) \right] ; \text{ si } \dot{\epsilon} > \dot{\epsilon}_0 \end{aligned}$$

La réponse inélastique du sol sera régie par le critère de plasticité de von Mises et une règle d'écoulement associée (voir section 3.3). Cependant, dans les simulations suivantes, on a supposé que le matériau est dépendant du taux de déformation ; cette propriété rend le matériau écouissable d'une façon isotrope.

Dans la phase élastique, le matériau est supposé se comporter d'une façon linéaire caractérisée par son module d'Young.

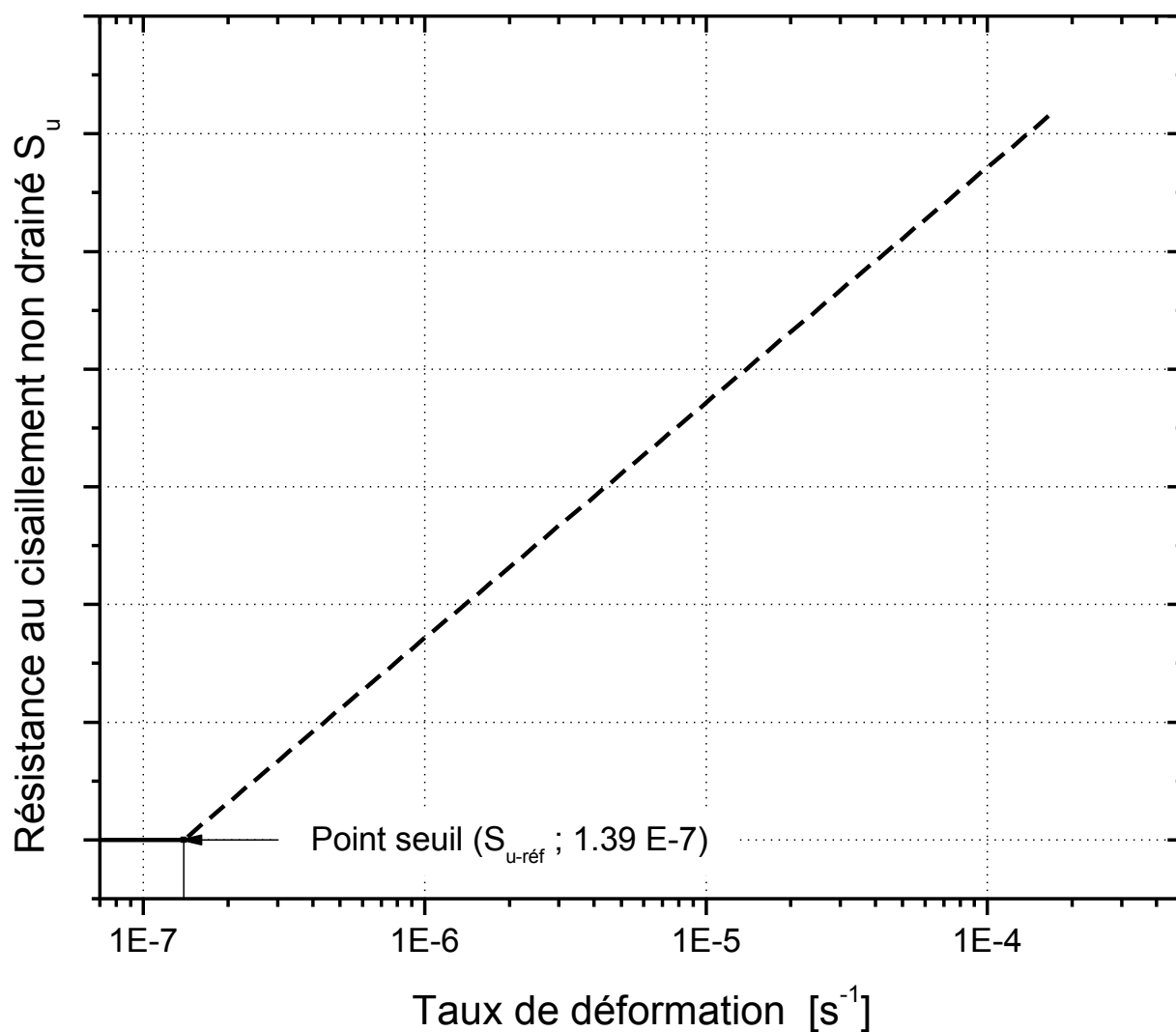


Figure 6-29 : Modèle de résistance au cisaillement non drainé dépendant du taux de déformation.

6.5.5 Modèle d'éléments finis

Une analyse dynamique non linéaire est menée en discrétisant le domaine et le temps dans laquelle le modèle constitutif du sol sera sensible à la variation de la vitesse de fonçage du ISC. Les essais in situ sur le site de Mascouche ont été exécutés avec une vitesse de pénétration de 2 cm/s (Longtin, 2003). L'étude de l'effet de la vitesse de pénétration de l'ISC nécessite l'adoption d'un modèle constitutif dépendant du temps qui sera utilisé pour simuler le processus de pénétration du ISC dans le sol. Cet effet est étudié en imposant au ISC différentes vitesses constantes de fonçage et en laissant les autres paramètres inchangés.

Le modèle géométrique, le type d'élément, le maillage et les conditions aux frontières utilisés pour les simulations Sim-C2 – 1 cm/s, Sim-C2 - 2 cm/s, Sim-C2 – 5 cm/s et Sim-C2 – 8 cm/s sont les mêmes que ceux utilisés dans la simulation de base c.-à.-d. Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant). Les modifications apportées aux nouvelles simulations (par rapport à Sim 6-3) sont les suivantes : a) intégration de la vitesse de fonçage ; b) modification du temps de la simulation pour s'adapter aux nouvelles vitesses de fonçage et c) intégration du taux de déformation dans le modèle mécanique de l'argile. Tous le reste est inchangé.

ABAQUS/Standard permet l'intégration de l'écrouissage isotrope de l'argile dans les calculs en choisissant l'option "PLASTIC, HARDENING=ISOTROPIC" du menu "Plasticity", puis en adoptant l'option "RATE DEPENDENT, TYPE=YIELD RATIO" dans les sous options proposées dans le menu déroulant. Le rapport d'écoulement $R(\dot{\epsilon})$ (c.-à.-d., de l'anglais «yield ratio») est défini par la formule suivante :

$$\sigma_y = \sigma_{y0} R(\dot{\epsilon})$$

où σ_y est la contrainte d'écoulement plastique au taux de contrainte $\dot{\epsilon}$, σ_{y0} est la contrainte d'écoulement à l'état statique, et $R(\dot{\epsilon})$ est la contrainte d'écoulement au taux de déformation $\dot{\epsilon}$.

De ce qui précède, on déduit :

$$R(\dot{\epsilon}) = 1 \text{ pour } \dot{\epsilon} \leq \dot{\epsilon}_0$$

$$R(\dot{\epsilon}) = 1 + \rho_0 \log(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_0) \text{ pour } \dot{\epsilon} > \dot{\epsilon}_0$$

Avec les valeurs $\rho_0 = 10\% = 0.1$ et $\dot{\epsilon}_0 = 5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, on a $R(\dot{\epsilon}) = 1 + 0.1 \log \left(\frac{\dot{\epsilon}}{1.39 \times 10^{-7}} \right)$.

6.5.6 Résultats des simulations et conclusions

Les résultats des simulations Sim-C2 – 1 cm/s, Sim-C2 – 2 cm/s, Sim-C2 – 5 cm/s et Sim-C2 – 8 cm/s seront comparées entre eux et avec la solution statique (Cas de la simulation Sim 6-3 : Std (C-2, statique, Mises, $\Theta = 0.25$, pesant).

Les pressions de contact (*CPRESS*) appliquées pour chaque capteur en fonction de la profondeur de fonçage (*D*), et pour différentes vitesses de fonçages, sont prédites par les analyses numériques. Elles sont représentées dans les figures suivantes : Figure 6-30, Figure 6-31, Figure 6-32, Figure 6-33, Figure 6-34. Ces courbes *CPRESS-D* expriment la sensibilité de ces capteurs à la vitesse de fonçage de la sonde. D'une façon qualitative, ces figures montrent que la pression de contact (*CPRESS*) est une fonction croissante de la vitesse de fonçage du cône. Ce résultat est en accord avec les résultats des essais triaxiaux statiques et dynamiques de type non consolidé – non drainé menés par Das (1993) et encore avec les essais de chargement impulsif à grandes déformations réalisés par Yong et Japp (1968).

Les profils *CPRESS-D* prédits pour tous les capteurs et pour chaque vitesse de fonçage et pour le cas statique, sont dessinés sur les figures suivantes : Figure 6-35, Figure 6-36, Figure 6-37 et Figure 6-38.

La pression de contact (*CPRESS*) à une certaine vitesse de fonçage (v_f), d'un capteur quelconque est normalisée par rapport à sa pression calculée à partir de la procédure statique. La variation de la pression de contact (pour une vitesse v_f) normalisée par rapport à la pression statique est donnée par le ratio suivant :

$$\frac{CPRESS_{v_f}}{CPRESS_{statique}}$$

Ce rapport en fonction de la profondeur de fonçage du cône (*d*), est dessiné dans les figures suivantes : Figure 6-39, Figure 6-40, Figure 6-41, Figure 6-42 et Figure 6-43.

Pour les cinq capteurs et pour différentes vitesses de fonçages, les rapports $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$ en fonction de D , sont dessinées sur les figures suivantes : Figure 6-39, Figure 6-40, Figure 6-41, Figure 6-42 et Figure 6-43. Les variations moyennes du rapport $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$ en fonction de v_f , pour les cinq capteurs, se trouvent au Tableau 6-3.

Pour tous les capteurs et pour $v_f = 1 \text{ cm/s}$ et $v_f = 2 \text{ cm/s}$, les courbes $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique} - D$ et les courbe $CPRESS - D$ restent sensiblement les mêmes. D'ailleurs, ces deux vitesses ont été choisies proches intentionnellement pour vérifier ce dernier résultat. Quand la vitesse de fonçage dépasse $v_f = 2 \text{ cm/s}$ (c.-à.-d. $v_f = 5 \text{ cm/s}$ et $v_f = 8 \text{ cm/s}$), on peut noter une très légère augmentation du rapport $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$ (Ces résultats sont observables aux figures : Figure 6-35, Figure 6-36, Figure 6-37, Figure 6-38 et au Tableau 6-3). Qualitativement, on peut dire que les capteurs Cap-1, Cap-2 et Cap-3 appartiennent à une même zone d'égales pressions pour $v_f = 1, 2, 5, 8 \text{ cm/s}$ (Figure 6-35 jusqu'à Figure 6-38). Ceci est en accord avec les résultats trouvés au paragraphe 6.3.

Tableau 6-3 : valeurs du ratio $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$ pour différents capteurs et différentes vitesses de fonçages du cône.

$CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$	$v_f = 1 \text{ cm/s}$	$v_f = 2 \text{ cm/s}$	$v_f = 5 \text{ cm/s}$	$v_f = 8 \text{ cm/s}$
Cap-1	≈ 1.17	≈ 1.17	≈ 1.26	≈ 1.32
Cap-2	≈ 1.17	≈ 1.17	≈ 1.26	≈ 1.32
Cap-3	≈ 1.15	≈ 1.15	≈ 1.24	≈ 1.29
Cap-4	≈ 1.18	≈ 1.18	≈ 1.25	≈ 1.28
Cap-5	≈ 1.10	≈ 1.10	≈ 1.16	≈ 1.19

Il est à conclure que la vitesse de fonçage de 2 cm/s avec laquelle est réalisé l'essai ISCT-2 semble être adéquate, car le rapport $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$ reste inférieur à 1.17. Par contre pour $v_f = 5 \text{ cm/s}$ et $v_f = 8 \text{ cm/s}$, $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$ peut atteindre respectivement 1.26 et 1.32 pour les capteurs 1 et 2. Ces deux dernières valeurs peuvent surestimer les pressions de contact ; c'est la raison pour laquelle les vitesses de fonçages supérieures à 2 cm/s sont déconseillées.

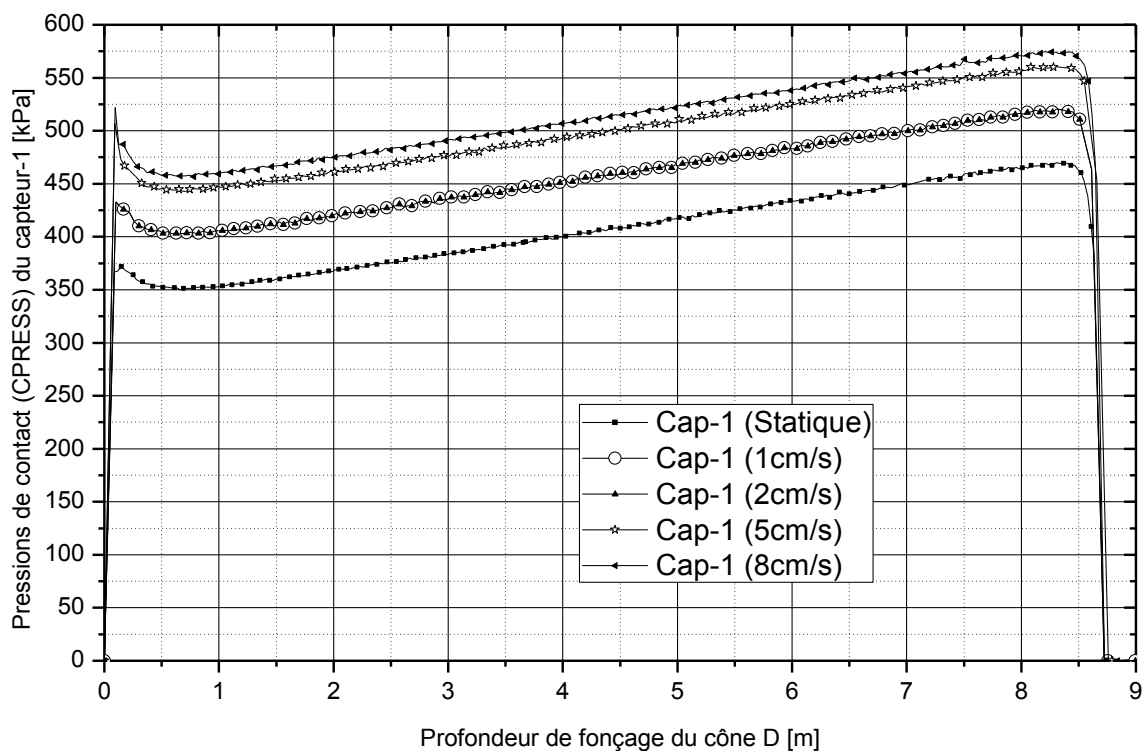


Figure 6-30 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 1 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.

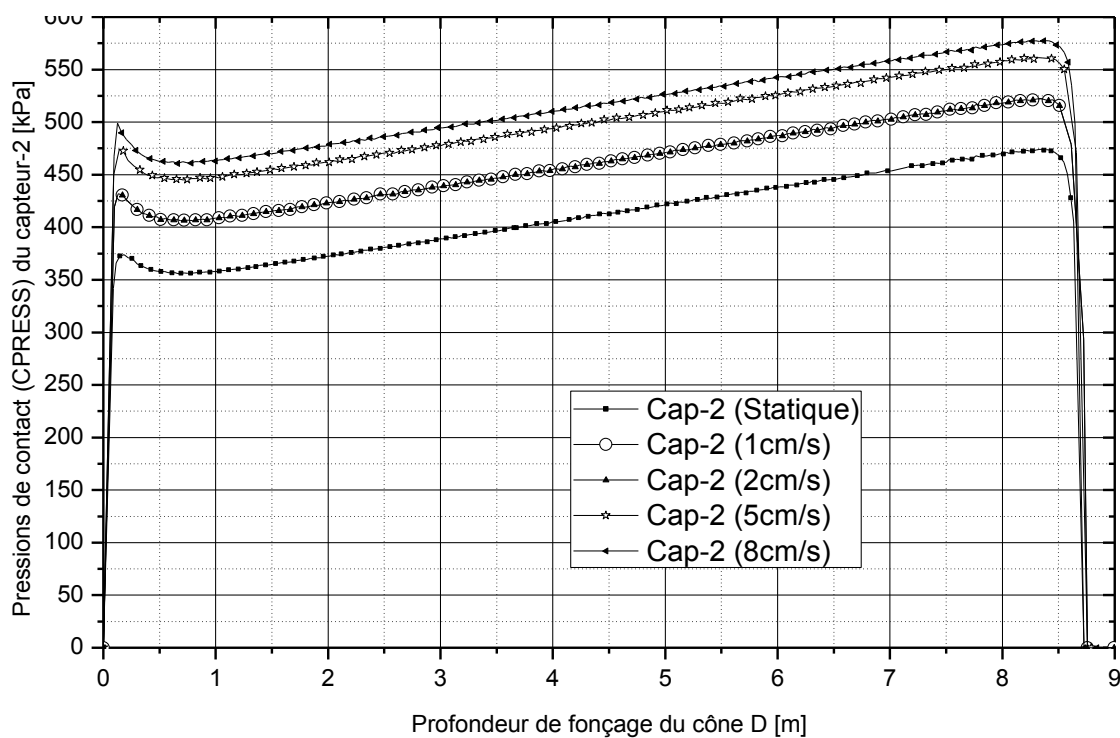


Figure 6-31 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 2 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.

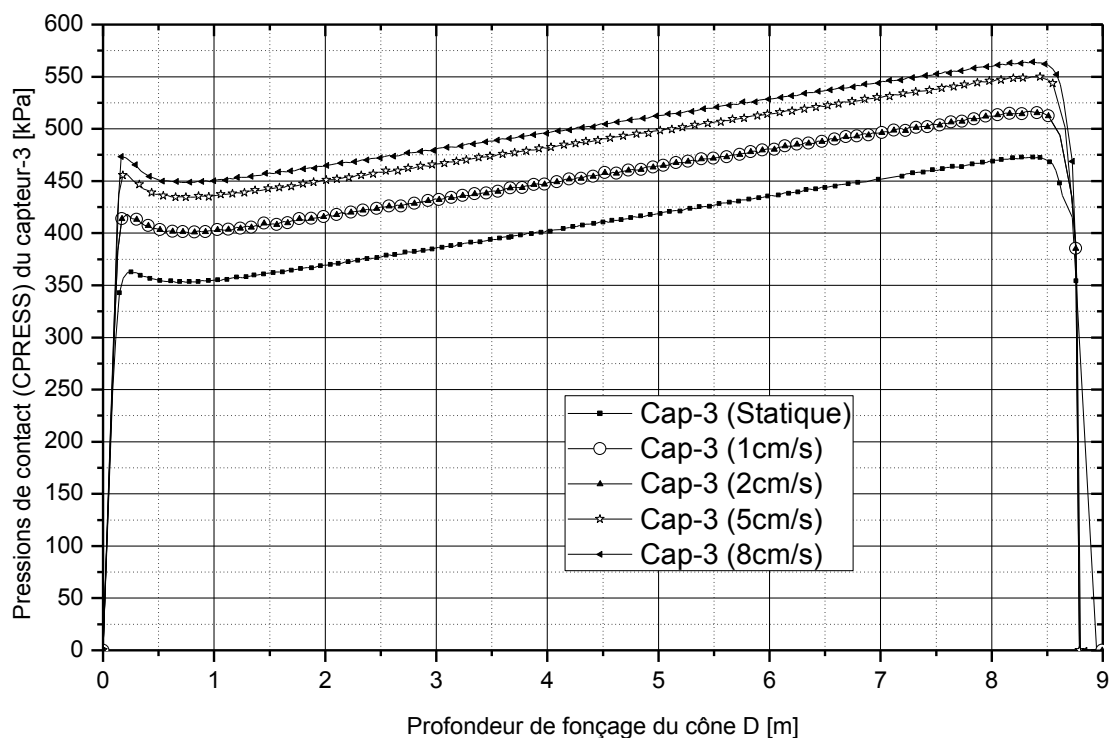


Figure 6-32 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 3 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.

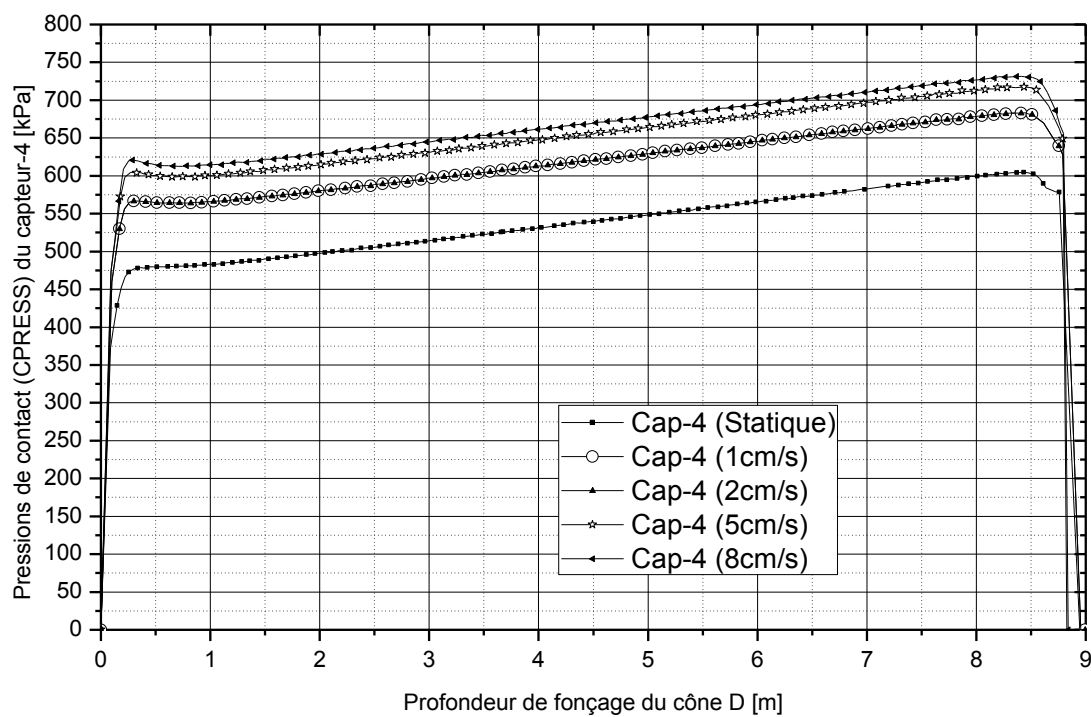


Figure 6-33 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 4 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.

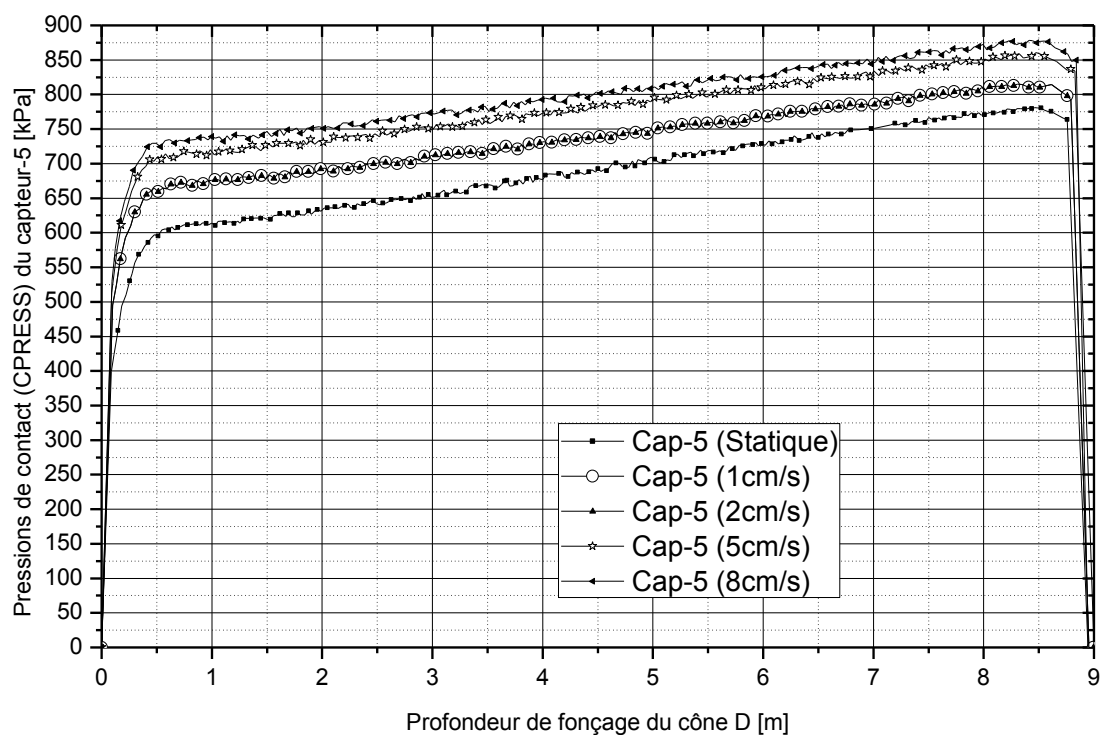


Figure 6-34 : Profils des pressions de contact prédites du capteur 5 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages et pour l'analyse statique.

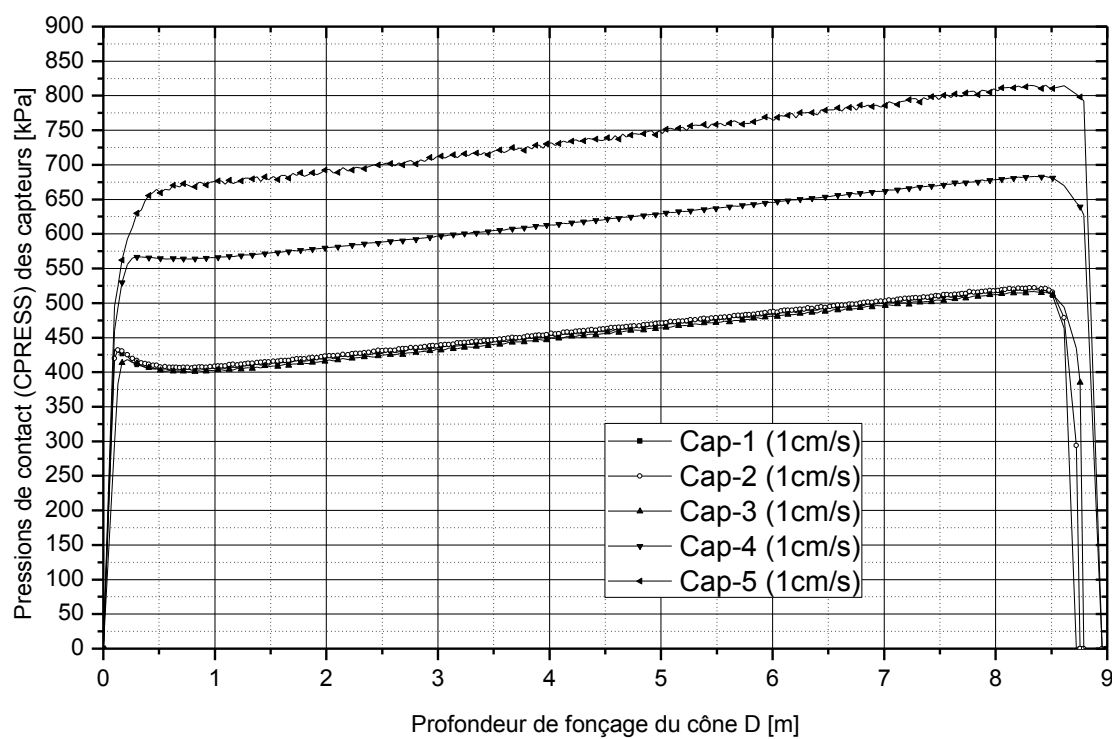


Figure 6-35 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas d'une vitesse de fonçage équivalente à 1 cm/s.

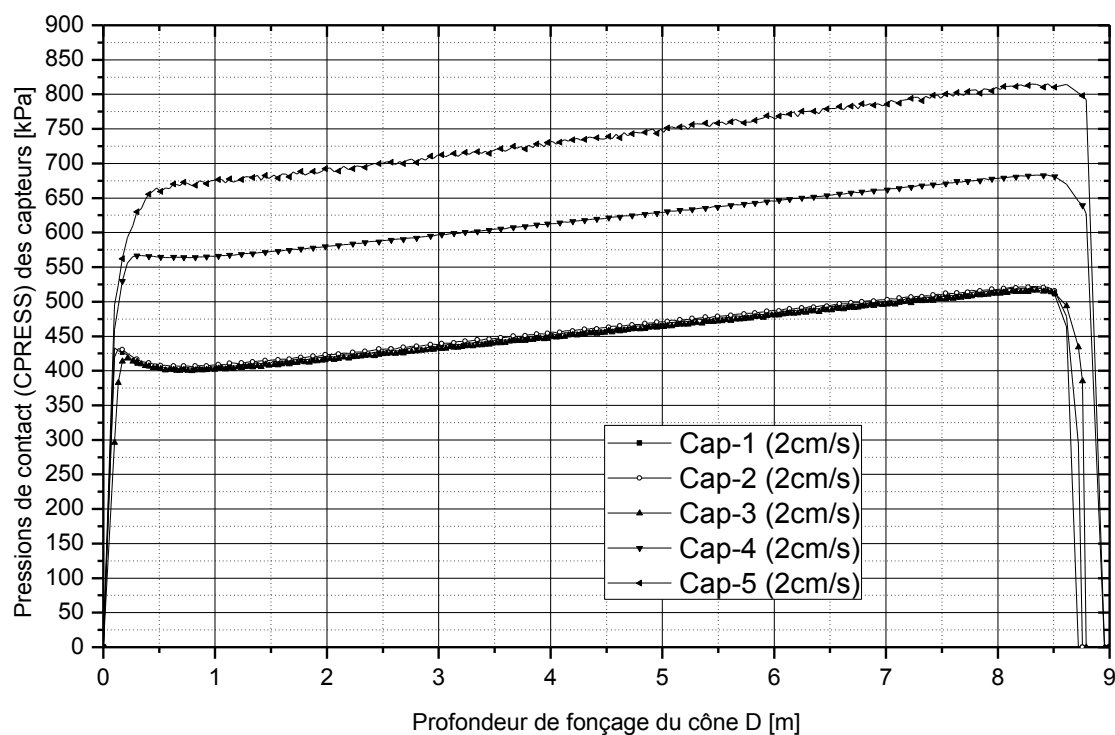


Figure 6-36 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas d'une vitesse de fonçage équivalente à 2 cm/s.

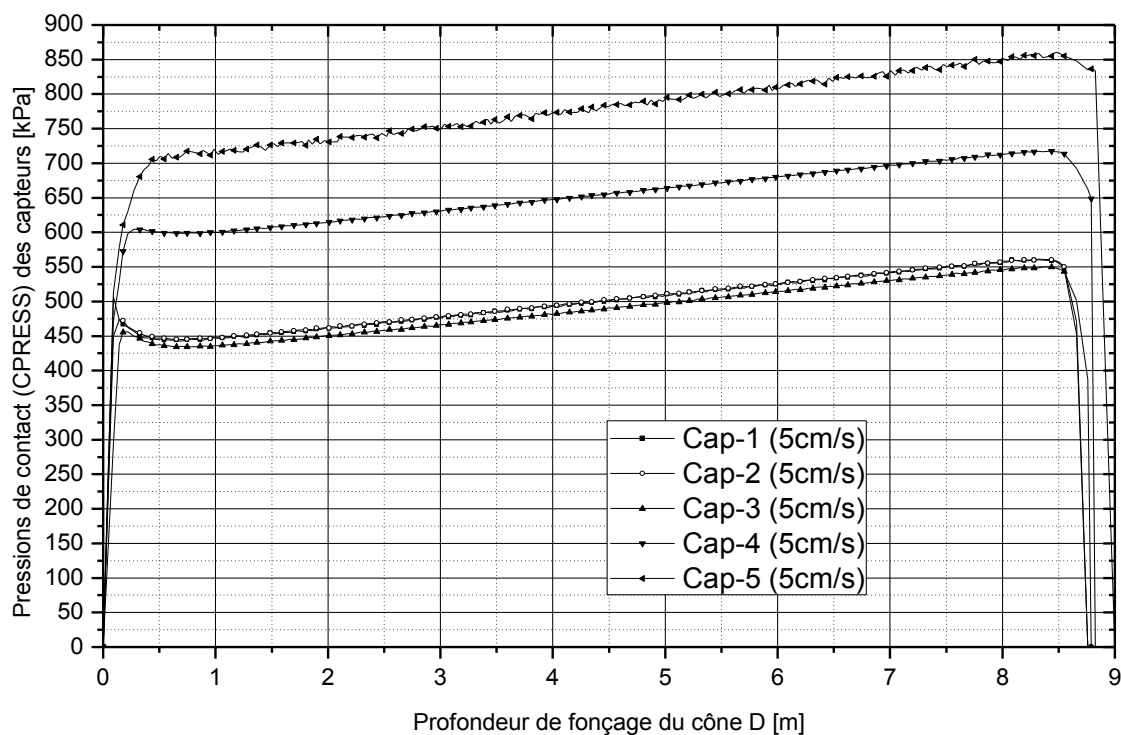


Figure 6-37 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas d'une vitesse de fonçage équivalente à 5 cm/s.

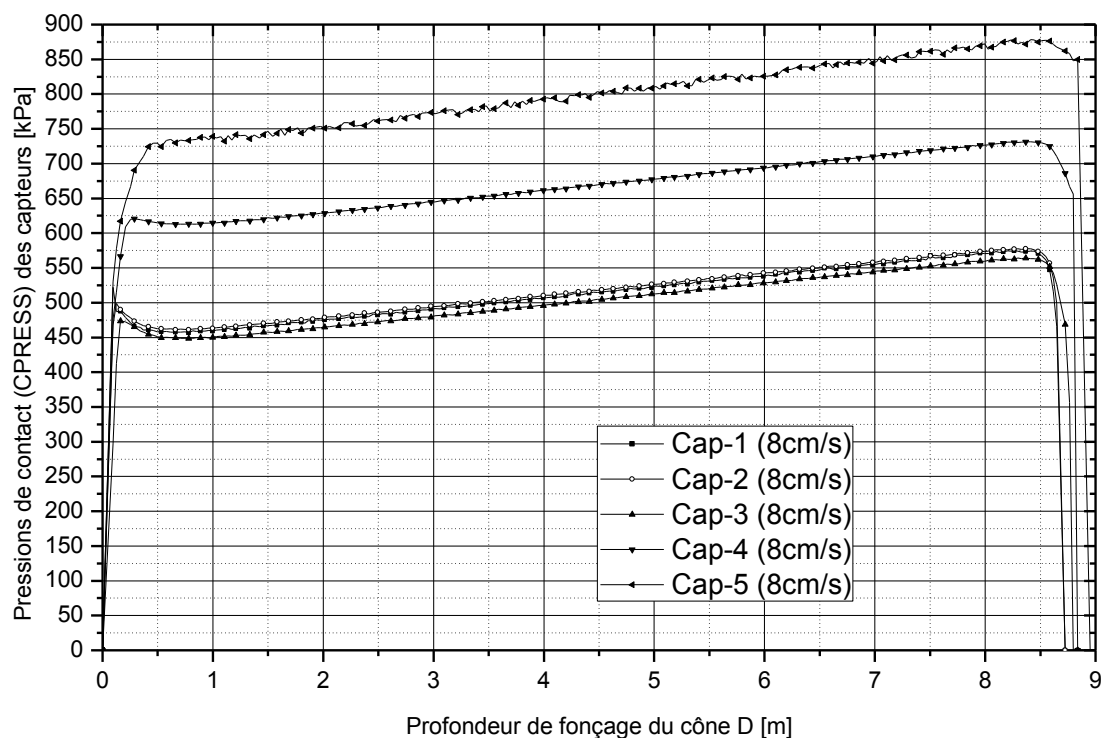


Figure 6-38 : Profils des pressions de contact prédites des capteurs versus profondeur de fonçage du cône. Cas d'une vitesse de fonçage équivalente à 8 cm/s.

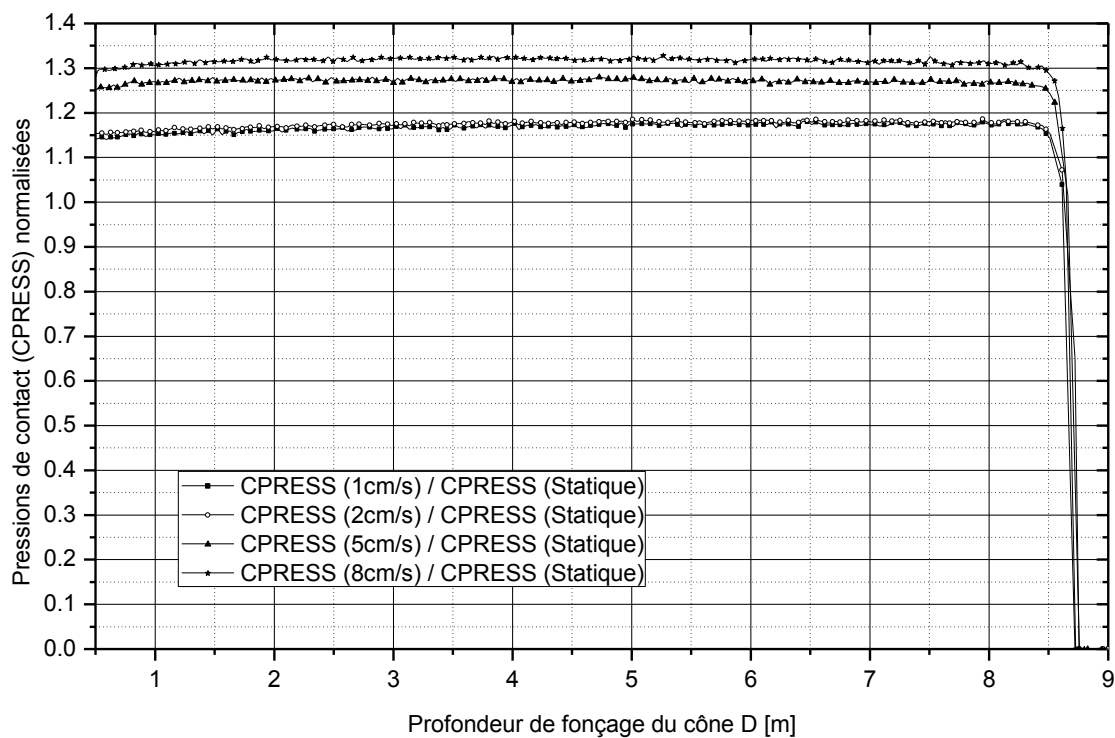


Figure 6-39 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 1 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.

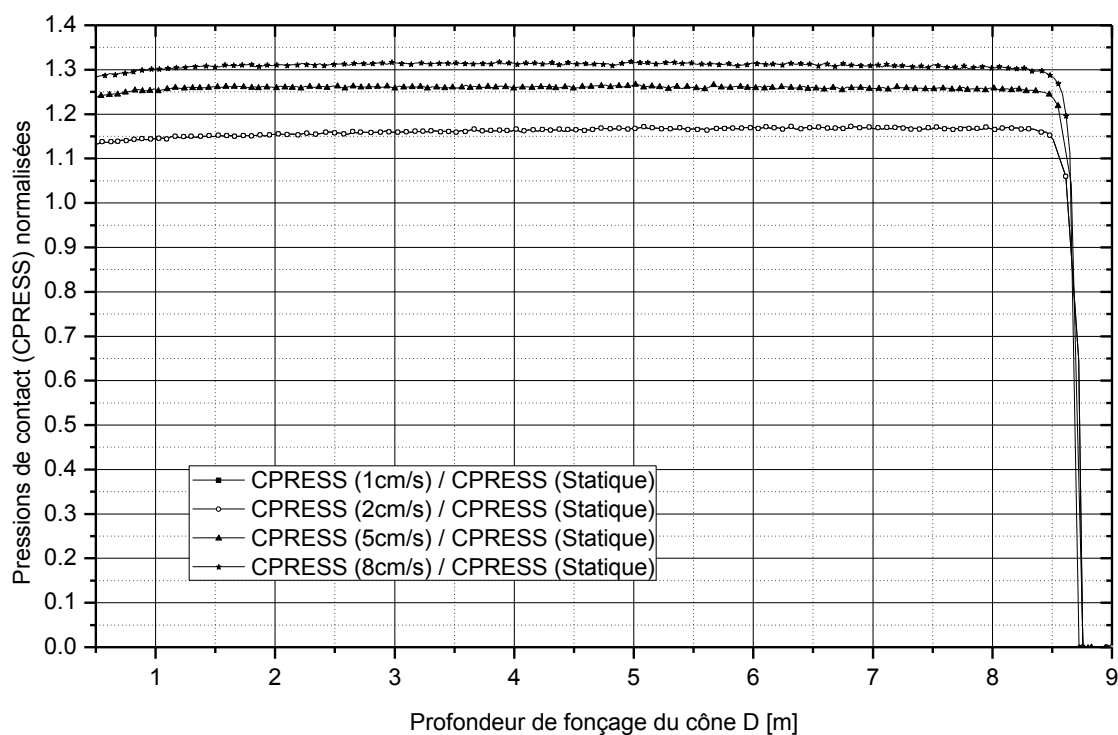


Figure 6-40 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 2 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.

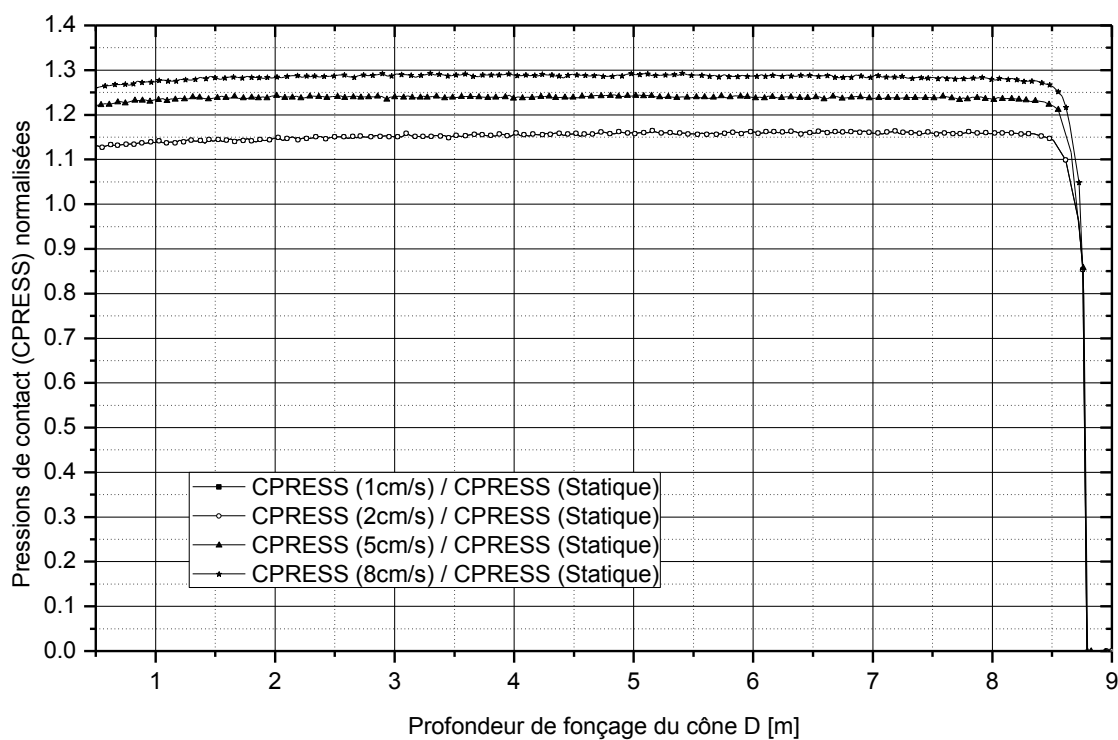


Figure 6-41 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 3 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.

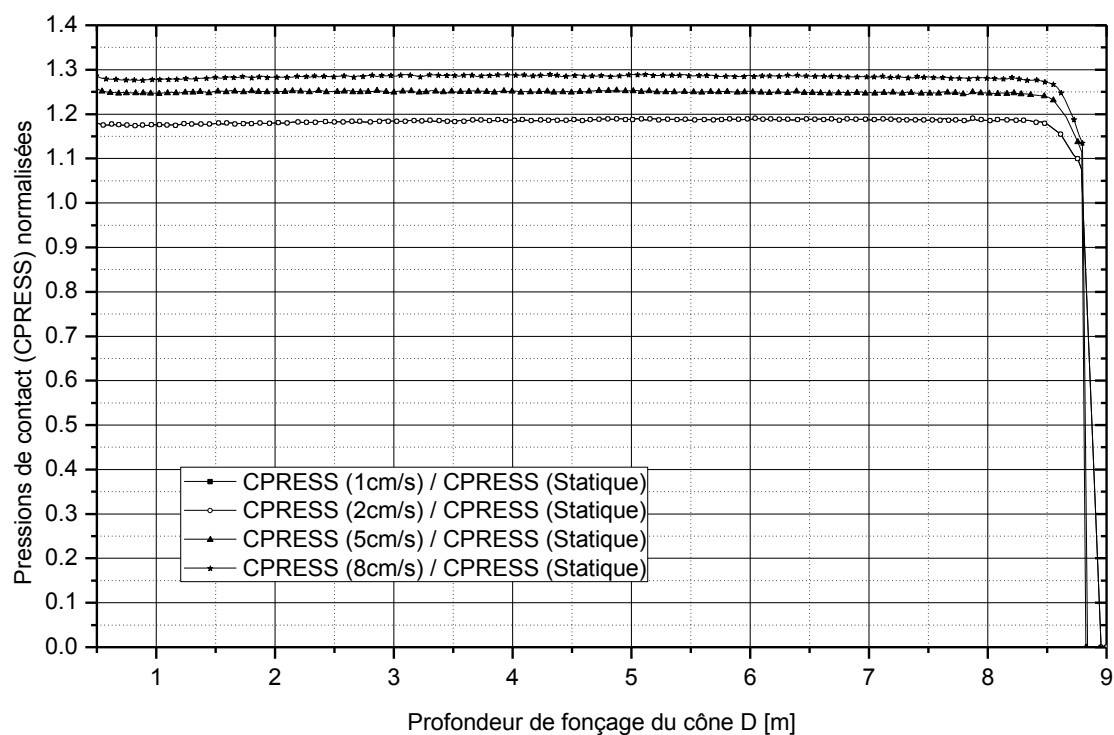


Figure 6-42 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 4 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.

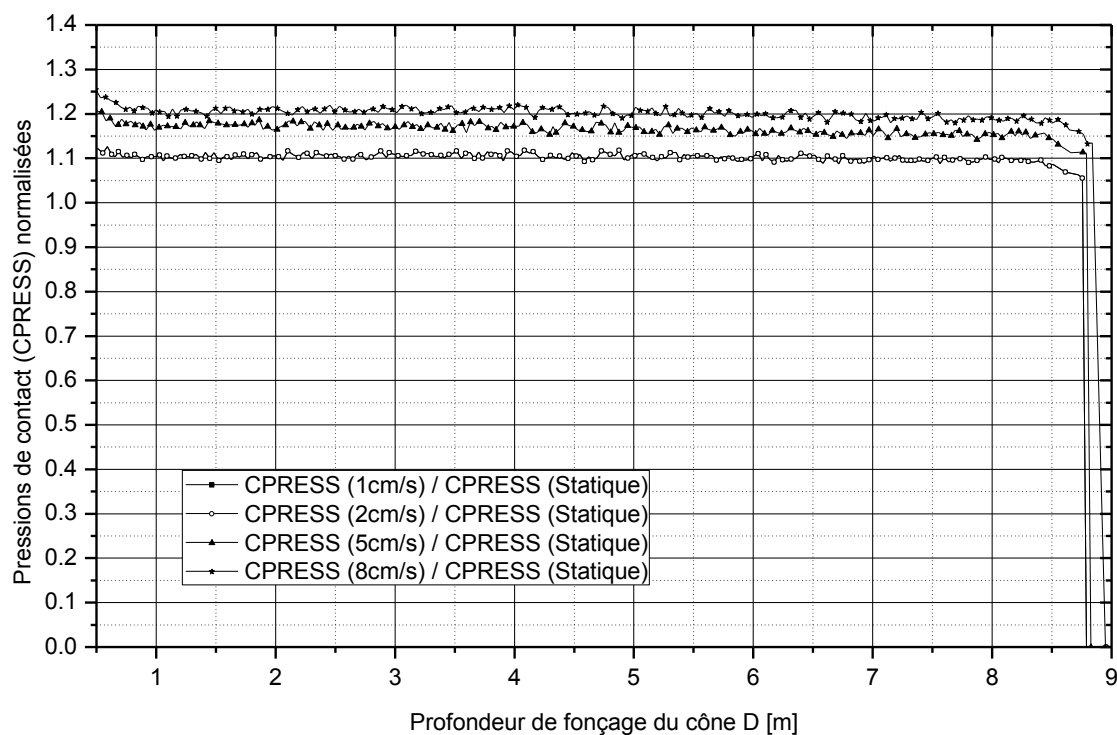


Figure 6-43 : Profils des pressions de contact normalisées et prédites du capteur 5 versus profondeur de fonçage du cône, pour différentes vitesses de fonçages.

CHAPITRE 7 FIABILITÉ DE L'ESSAI ISCT : ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS EN 3D

7.1 Position du problème et objectif des simulations

Ce chapitre présente l'analyse du cône effilé instrumenté numéro 1 avec un défaut de verticalité dans un sol homogène non drainé.

Le cône effilé instrumenté numéro 1 (ISC-1), tel qu'il a été usiné, et utilisé dans un programme expérimental par Ladanyi *et al.* (2000) à Mascouche, est muni d'une série de capteurs alignés et situés d'un seul côté. Cette distribution des capteurs du cône-1 peut être examinée à la Figure 5-3 du chapitre 5.

Dans l'étude de l'interaction sol-structure, la pression de contact (mesurée par les capteurs) sur l'interface sol-cône devient nulle si les deux corps sont séparés. Ceci peut avoir lieu lors d'un décollement éventuel de la surface latérale du cône du trou pilote. Ce décollement peut être causé par une imperfection de verticalité du cône lors du processus de pénétration profond. Si la sonde inclinée descend verticalement dans le sol et à vitesse constante, la surface latérale du cône sera partiellement en contact avec le trou pilote et un gauchissement certain de la zone plastifiée aura lieu. Ce dernier résultat sera discuté en détail dans la simulation subséquente.

À cause de son faible angle d'effilement (c.-à.-d., deux degrés), la mesure des contraintes sera influencée par la moindre déviation angulaire (ex., déviation de un degré). Cette sensibilité à la déviation angulaire verticale, est probablement l'une des raisons pour laquelle l'angle d'effilement et l'élancement ont été modifiés dans la conception du cône numéro 2 (Figure 5-90 du chapitre 5).

Dans ce chapitre, et dans l'objectif de chiffrer la marge d'erreur introduite par le défaut de verticalité du cône rentrant lors d'un essai ISCT, on a mené une étude numérique de l'essai ISCT avec la sonde inclinée. Les résultats de cette étude sont présentés plus loin au paragraphe 7.12.

7.2 Formulation par éléments finis d'une analyse dynamique

En dynamique, l'équation de base qui régit le comportement des structures, stipule que les forces extérieures appliquées $\{P(t)\}$ sont résistées par la somme des trois forces internes : Les forces de raideur $[K]\{u\}$ ("Stiffness forces"), les forces d'amortissement $[C]\{\dot{u}\}$ ("Damping forces"), et les forces d'inerties $[M]\{\ddot{u}\}$ ("Inertia forces"). La forme matricielle la plus commune de cette formulation s'écrit sous la forme (Hughes 2000, Cook 1995, et Bathe 1996) :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (7.1)$$

où :

u = déplacement,

\dot{u} = vitesse,

\ddot{u} = accélération,

$[M]$ est la matrice de masse dans l'équation précédente, elle est définie par :

$$[M] = \int_v \rho [N]^T [N] dv \quad (7.2)$$

où :

ρ est la densité du matériau, et $[N]$ est la matrice de fonction de forme.

Pour l'amortissement de Rayleigh, la matrice d'amortissement $[C]$ dans l'équation (7.1) prend la forme :

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (7.3)$$

où α et β sont deux constantes prédéfinies.

La matrice de raideur dépendante du temps $[K]$, est définie par :

$$[K] = \int_v B^T [D] [B] dv \quad (7.4)$$

où $[D]$ et $[B]$ sont respectivement la matrice constitutive et la matrice de déplacement-déformation. Le vecteur des forces nodales peut s'écrire de la façon suivante :

$$\{P(t)\} = \int_s [N]^T q(t) ds + \int_v [N]^T f(t) dv \quad (7.5)$$

où $[q(t)]$ et $[f(t)]$ expriment respectivement les tractions de surface et le poids volumique. Il s'en suit que l'équation (7.1) peut s'écrire sous une autre forme (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b) :

$$[M]\{\ddot{u}\} = \{f^{ext}\} - \{f^{int}\} \quad (7.6)$$

avec $\{f^{ext}\} = \{P(t)\}$ et $\{f^{int}\} = [K]\{u\} + [C]\{\dot{u}\}$.

Principalement, deux approches sont disponibles pour résoudre l'équation (7.6) ou bien l'équation (7.1) : l'intégration implicite ou explicite du temps. Cette dernière méthode sera utilisée dans la simulation subséquente et sera décrite plus tard.

7.3 Les procédures dynamiques intégrées dans Abaqus

Intégration-directe explicite versus implicite : Dans Abaqus, plusieurs méthodes dynamiques sont disponibles pour l'analyse des problèmes qui tiennent compte des effets de l'inertie. La méthode d'intégration directe doit être utilisée toutefois lorsque la réponse dynamique du système étudié est non linéaire. L'intégration directe implicite est possible avec le programme Abaqus/Standard, alors que l'intégration-directe explicite est présente dans Abaqus/Explicit (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

La procédure dynamique d'intégration-directe programmée dans Abaqus/Standard utilise l'opérateur implicite de Hilber-Hughes-Taylor pour pouvoir intégrer les équations du mouvement, tandis qu'Abaqus/Explicit utilise l'opérateur de différence centrale (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a). Dans une analyse dynamique implicite, la matrice de l'opérateur d'intégration doit être inversée et un système d'équations non linéaires doit être résolu

à chaque incrément du temps. Par contre, dans une analyse explicite dynamique, les déplacements et les vitesses sont calculés au début d'un incrément en termes de quantités qui sont connues ; donc on n'a pas besoin de déterminer les matrices de masse et de raideur, ni de les inverser. Conséquemment, dans une analyse dynamique non-linéaire, et pour chaque incrément, l'obtention d'une solution est plus rapide que dans le cas de la procédure implicite dynamique. De plus, dans le cas d'une procédure dynamique explicite, l'incrément de temps est limité car l'opérateur de différence-centrale est conditionnellement stable, alors que l'opérateur de Hilber-Hughes-Taylor est inconditionnellement stable, et par suite l'incrément de temps utilisé dans Abaqus/standard ne peut être limité.

Avantages de la méthode d'intégration explicite : La méthode d'intégration explicite (Abaqus/Explicit) peut dans certains cas être plus avantageuse que la méthode d'intégration implicite. Ici, on note quelques uns de ces avantages (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a) :

- L'option de remaillage adaptatif automatique est disponible seulement dans Abaqus/Explicit. Cette option forte utile sert à éviter la distorsion excessive du maillage qui peut avoir lieu comme dans le cas de la pénétration inclinée qui est l'objet de l'étude dans ce chapitre.
- Dans Abaqus/Explicit, le temps de résolution augmente linéairement avec la taille du problème, tandis que le temps alloué pour résoudre les équations non-linéaires associées à la méthode implicite augmente plus rapidement que linéairement avec la taille du problème.
- La méthode d'intégration explicite est plus efficace que la méthode d'intégration implicite pour résoudre des processus extrêmement discontinus.
- Avec la méthode d'intégration explicite, il est possible de résoudre des problèmes de contact tridimensionnels très compliqués dans un cas très général. Ce contact pourrait avoir lieu entre deux corps rigides et/ou déformables. l'utilisation de cette méthode permet exclusivement d'étudier le contact d'un corps avec lui-même (si ce contact survient).

- La méthode explicite s'avère plus efficace du point de vue calcul pour les problèmes impliquant la propagation des ondes des contraintes.

7.4 Abaqus/Explicit: Algorithme de calcul

Abaqus/Explicit utilise une règle de différence centrale⁵⁸ pour intégrer explicitement les équations du mouvement à travers le temps, ceci est fait en utilisant les conditions cinématiques dans un incrément pour calculer les conditions cinématiques dans l'incrément suivant. La description de l'algorithme du solveur Abaqus/Explicit (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c) se présente ainsi :

Le calcul aux nœuds : Au début de l'incrément, le programme cherche la solution de l'équilibre dynamique aux nœuds (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008d), c.-à.-d.

$$\text{Equilibre dynamique} \Rightarrow M\ddot{u} = P - I$$

où :

M est la matrice nodale de masse ;

u est la matrice nodale des accélérations ; et

$P - I$ est la matrice des forces nettes nodale (P est la matrice des forces externes appliquées et I est la matrice des forces internes appliquées).

Les accélérations au début de l'incrément du temps courants sont calculées de la façon suivante :

$$\ddot{u}|_{(t)} = M^{-1} (P - I)|_{(t)} \quad (7.7)$$

Par suite les accélérations sont intégrées à travers le temps en utilisant la règle de différence centrale, qui peut calculer la variation de la vitesse en supposant que l'accélération reste

⁵⁸ Central difference rule

constante. Cette variation de vitesse est ajoutée à la vitesse au milieu de l'incrément précédent $\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right)$ pour déterminer les vitesses au milieu de l'incrément courant $\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)$, c.-à.-d.

$$\dot{u}\Big|_{\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)} = \dot{u}\Big|_{\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right)} + \frac{\Delta t\Big|_{(t+\Delta t)} + \Delta t\Big|_{(t)}}{2} \ddot{u}\Big|_{(\Delta t)} \quad (7.8)$$

Les vitesses sont intégrées à travers le temps et ajoutées aux déplacements au début de l'incrément pour déterminer les déplacements à la fin de l'incrément :

$$u\Big|_{(t+\Delta t)} = u\Big|_{(t)} + \Delta t\Big|_{(t+\Delta t)} \dot{u}\Big|_{\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)} \quad (7.9)$$

En résumé, une fois que l'équilibre dynamique est satisfait au début de l'incrément, on peut déduire les accélérations. À partir des accélérations, les vitesses et les déplacements sont avancés explicitement à travers le temps. Le terme explicite veut dire (au sens d'Abaqus) que l'état⁵⁹ à la fin de l'incrément est basé uniquement sur les déplacements, les vitesses, et les accélérations au début de l'incrément. Cette méthode intègre exactement des accélérations constantes. Pour que les résultats soient suffisamment précis, les incréments du temps doivent rester petits afin que les accélérations restent approximativement constantes durant l'incrément. Puisque les incréments de temps doivent rester petits (ex. 9.38558×10^{-6} seconde) les analyses menées dans le cadre de cette thèse, par exemple, ont nécessités plusieurs millions d'incrémentes (des simulations qui peuvent durer plusieurs semaines). Heureusement, chaque incrément est traité rapidement du fait qu'il n'y a pas d'équations simultanées à résoudre. Le calcul le plus couteux réside dans le calcul des éléments, car il consiste à déterminer les forces internes des éléments agissantes sur les nœuds. Le calcul des éléments inclut la détermination des déformations de ces éléments et l'application des relations constitutives du matériau (la raideur de l'élément), pour déterminer les contraintes des éléments, et par conséquent, les forces internes. Un résumé de l'algorithme de calcul de la procédure explicite dynamique est présenté ici :

Étape 1 : Calculs des nœuds :

⁵⁹ State

- Équilibre : $\ddot{u}|_{(t)} = M^{-1} (P - I)|_{(t)}$
- Intégration explicite à travers le temps :
$$\begin{cases} \dot{u}|_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}|_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \frac{\Delta t|_{(t+\Delta t)} + \Delta t|_{(t)}}{2} \ddot{u}|_{(\Delta t)} \\ u|_{(t+\Delta t)} = u|_{(t)} + \Delta t|_{(t+\Delta t)} \dot{u}|_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \end{cases}$$

Étape 2 : Calculs des éléments :

- Calcul des incréments de déformations des éléments, $d\varepsilon$, à partir du taux de déformation, $\dot{\varepsilon}$;
- Calcul des contraintes, σ , des équations constitutives : $\sigma_{(t+\Delta t)} = f(\sigma_{(t)}, d\varepsilon)$;
- Assemblage des forces nodales internes : $I_{(t+\Delta t)}$.

Étape 3 : Rétablir $(t + \Delta t)$ à (t) et retourner à l'étape 1.

7.5 Abaqus/Explicit : Incrémentation automatique du temps et stabilité

7.5.1 Stabilité conditionnelle de la méthode explicite

Dans la méthode explicite, l'état cinématique du modèle est avancé sur un incrément de temps Δt , en se basant sur l'état du modèle au début de l'incrément au temps t . La période de temps nécessaire pour avancer le modèle tout en gardant une précision suffisante représentative du problème est généralement très faible. L'incrément de temps Δt ne devrait jamais dépasser la valeur maximale de cette période qui est appelée la limite de stabilité. Une valeur de Δt qui excède la limite de stabilité, pourrait causer une instabilité numérique et une divergence de la solution. Généralement, cette limite de stabilité ne peut être déterminée exactement, donc ce qu'ont fait en pratique est une estimation conservatrice de cette limite. Cette limite de stabilité

affecte largement les résultats, c'est la raison pour laquelle elle doit être choisie d'une façon consistante et conservatrice. Par défaut, et pour une incrémentation automatique, Abaqus/Explicit assure l'efficacité des calculs en imposant des incréments du temps aussi proche que possible de la limite de stabilité, sans toutefois les dépasser. Conséquemment, la méthode explicite intégrée dans Abaqus/Explicit et utilisant l'opérateur de différence centrale est conditionnellement stable (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008d).

7.5.1.1 Définition de la limite de stabilité

La limite de stabilité est définie en termes de la plus grande valeur de la fréquence propre⁶⁰ dans le système (ω_{\max}). Pour un système sans amortissement⁶¹, elle est définie par (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a) :

$$\Delta t_{\text{stable}} \leq \frac{2}{\omega_{\max}} \quad (7.10)$$

La stabilité conditionnelle est une exigence dans la méthode explicite, elle est assurée en imposant aux incréments du temps la valeur supérieure $2/\omega_{\max}$ (7.10). Une faible valeur d'amortissement est introduite par ABAQUS/Explicit (7.11) pour contrôler les oscillations de fréquence élevées ; ceci a pour effet de réduire la limite de stabilité. Pour un système avec amortissement, l'incrément de temps doit rester inférieur ou égale à la limite de stabilité qui est définie dans ce cas (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a; Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008d) par la formule :

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{\max}} \left(\sqrt{1 + \xi^2} - \xi \right) \quad (7.11)$$

où ξ est la fraction de l'amortissement critique⁶² dans le mode avec la fréquence la plus élevée⁶³.

⁶⁰ Highest eigenvalue

⁶¹ Damping

⁶² Critical damping

Cet amortissement critique définit généralement la limite entre le mouvement oscillatoire et non oscillatoire dans le cas d'une vibration sans amortissement⁶⁴. La fréquence actuelle la plus élevée dans le système est basée sur une série de facteurs d'interaction, de plus sa valeur exacte n'est pas calculable. Alternativement, ABAQUS/Explicit utilise une méthode simple d'estimation qui est efficace et conservative. Au lieu de considérer le modèle globale, ABAQUS/Explicit estime la fréquence (propre) la plus élevée de chaque élément individuel dans le modèle, qui est toujours associée avec le mode dilatationnel⁶⁵. Il a été démontré que la fréquence la plus élevée déterminée sur la base d'élément-par-élément est toujours supérieure à la fréquence la plus élevée dans le modèle d'éléments finis assemblé. Basé sur cette dernière estimation, la limite de stabilité peut être redéfinie en utilisant la longueur de l'élément L^e , et la célérité de l'onde dans le matériaux c_d (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008d) :

$$\Delta t_{stable} = \frac{L^e}{c_d} \quad (7.12)$$

Il est important de noter que l'estimation de $\Delta t_{stable} = L^e / c_d$ n'est qu'approximative et dans beaucoup de cas cette estimation n'est pas conservatrice. Ceci est dû au fait qu'il n'est pas clair comment déterminer la longueur de l'élément qui pourrait être en déformation perpétuelle durant l'analyse (donc L^e n'est pas fixe). ABAQUS/Explicit approxime Δt_{stable} en utilisant la longueur la plus faible de l'élément, c.-à.-d.

$$\Delta t_{stable} = \frac{L_{min}^e}{c_d} \quad (7.13)$$

⁶³ Highest frequency

⁶⁴ Free damping

⁶⁵ Dilatational mode.

Conséquemment, quand la longueur de l'élément décroît, la limite de stabilité sera plus faible. Généralement, la limite de stabilité actuelle choisie ABAQUS/Explicit est une fraction de cette estimation qui peut varier de $0.5(L^e/c_d)$ à (L^e/c_d) , ceci pour un modèle bidimensionnel.

Pour un matériau élastique, ayant un coefficient de Poisson nul, la célérité dilatationnelle, qui est une propriété propre du matériau est déterminée par (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008d) :

$$c_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (7.14)$$

où E et ρ sont respectivement le module d'Young et la densité du matériau.

La limite de stabilité déjà décrite peut être interprétée comme étant le temps qu'une onde dilatationnelle a besoin pour transiter à travers la distance définie par la longueur caractéristique de l'élément. Si la dimension la plus faible d'un élément est de $L^e = 5 \text{ mm}$, et la célérité dilatationnelle dans le matériau est $c_d = 5000 \text{ m/s}$, la limite de stabilité est estimée à $1 \times 10^{-6} \text{ s}$.

7.5.1.2 Effet du maillage sur la limite de stabilité

La formule (7.13) montre que la limite de stabilité est directement proportionnelle à la longueur minimale d'un élément fini dans le maillage. Conséquemment, un élément singulier trop petit ou mal proportionné peut causer une réduction de la limite de stabilité (même si le reste des éléments formants le maillage étaient bons).

De ce qui précède, pour avoir une plus grande limite de stabilité, on a intérêt à augmenter les dimensions des éléments sans que ceci affecte la précision de la solution recherchée. Ceci peut être réalisé en pratique en choisissant un maillage uniforme avec raffinement (c.-à.-d., densité des éléments) raisonnable.

7.5.1.3 Effet du matériau sur la limite de stabilité

La limite de stabilité, telle que définie par la formule (7.13) dépend de la célérité dilatationnelle de l'onde c_d . Dans un matériau linéaire, c_d garde une valeur constante et par

conséquence la variation de la limite de stabilité ne peut être causée que par la seule variation de la longueur minimale de l'élément.

Dans le cas d'un matériau non linéaire, c_d change pendant que le matériau s'écoule plastiquement en causant une réduction de la raideur. Conséquemment, la limite de stabilité va augmenter car c_d diminue. Inversement, quand la raideur du matériau augmente, la limite de stabilité diminue. De même, il est à noter que quand la densité du matériau augmente, la limite de stabilité augmente.

7.6 Maillage adaptatif ALE dans Abaqus/Explicit

7.6.1 Généralités

Le maillage adaptatif est un outil capable de maintenir un maillage de haute qualité tout au long d'une analyse, même en présence de grandes déformations ou de perte de matière, ceci en permettant au maillage de se déplacer indépendamment du matériau sans altération de la topologie du maillage. La technique de maillage adaptatif dans ABAQUS combine les caractéristiques d'une analyse Lagrangienne pure et d'une analyse Eulérienne pure. Ce type de maillage adaptatif s'applique dans le cas d'une analyse Lagrangienne-Eulérienne Arbitraire (ALE). Le maillage adaptatif ALE est utilisé en dynamique explicite dans la simulation subséquente, car le processus de pénétration du cône est lié à des problèmes de distorsion des éléments très sévères. Dans la simulation de l'essai ISCT-1, l'analyse Lagrangienne pure (Abaqus/Standard) n'a pu s'achever à cause de la distorsion excessive de plusieurs éléments, surtout ceux qui sont en contact avec le cône ISC-1. Ce problème de distorsion figurait parmi les difficultés rencontrées dans cette thèse.

7.6.2 Maillage adaptatif ALE et remappage dans Abaqus/Explicit

Deux étapes fondamentales et complémentaires sont nécessaires pour créer un maillage adaptatif ALE : a). La première consiste à créer un nouveau maillage, et b) : La deuxième

consiste à remapper⁶⁶ les variables des éléments de l'ancien maillage dans le nouveau maillage. Ce dernier processus porte le nom d'advection.

Le nouveau maillage est créé dans le domaine adaptatif à une fréquence spécifiée par l'utilisateur. Généralement, la qualité d'un maillage et l'efficacité du calcul dépendent largement de la fréquence de maillage adaptatif. Le nouveau maillage est déterminé par balayage itératif du domaine adaptatif et déplacement des nœuds pour régulariser⁶⁷ le maillage. Les méthodes utilisées pour l'advection des variables solution pour le nouveau maillage sont précises au second ordre (voir 7.6.4), monotones et consistantes. De plus durant l'advection, le momentum, la masse et l'énergie sont conservés (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

Contrôle de l'intensité du maillage adaptatif ALE : Durant chaque incrément du maillage adaptatif, le nouveau maillage est créé en effectuant un ou plusieurs balayages du maillage. Puis après, les variables solution sont transportées au nouveau maillage.

Dans un incrément de maillage adaptatif, un nouveau maillage plus régulier est créé par balayage itératif. Durant chaque balayage du maillage, et dans un but de réduire la distorsion des éléments, les nœuds seront relocalisés en se basant sur les positions actuelles des nœuds et éléments adjacents. Dans un balayage typique, un nœud se déplace d'une fraction de la longueur caractéristique d'un élément quelconque qui entoure ce nœud. L'augmentation du nombre de balayages fait augmenter l'intensité du maillage adaptatif dans chaque maillage adaptatif.

Le balayage d'advection⁶⁸ : C'est le processus de mappage des variables solution d'un ancien maillage pour un nouveau maillage. La stabilité numérique d'un balayage d'advection est maintenue seulement si la différence entre l'ancien et le nouveau maillage est petite. À cet effet, si après un balayage de maillage le mouvement total accumulé d'un nœud quelconque du domaine est supérieur à 50 % de la longueur caractéristique de n'importe quel élément adjacent,

⁶⁶ Remapping

⁶⁷ Smoothing

⁶⁸ advection sweep

alors un balayage d'advection est effectué pour remapper les variables solution de l'ancien maillage au maillage intermédiaire. Le balayage du maillage continue jusqu'à atteindre le nombre spécifié ou bien jusqu'à ce que le mouvement d'un nœud quelconque excède le seuil de 50% de nouveau. À ce moment, un balayage d'advection est effectué de nouveau, du dernier maillage intermédiaire au nouveau maillage intermédiaire. Le cycle va continuer jusqu'à atteindre le nombre de balayages du maillage spécifié. Le nombre des balayages d'advection par incrément de maillage adaptatif requis pour chaque domaine est déterminé automatiquement par Abaqus/Explicit.

7.6.3 Régularisation du volume

Abaqus/Explicit utilise une technique appelée régularisation du volume⁶⁹ pour améliorer la qualité du maillage qui subit des distorsions excessives durant un processus (ex. cas d'une pénétration profonde dans le sol). La Figure 7-1 montre comment la nouvelle localisation du point M est déterminée à partir de la moyenne du volume pondéré des positions des centres de l'élément, c.-à.-d., C1, C2, C3 et C4. Cette pondération du volume a pour effet de pousser le point M du point C1 vers C3, réduisant ainsi la distorsion de l'élément.

⁶⁹ Volume smoothing

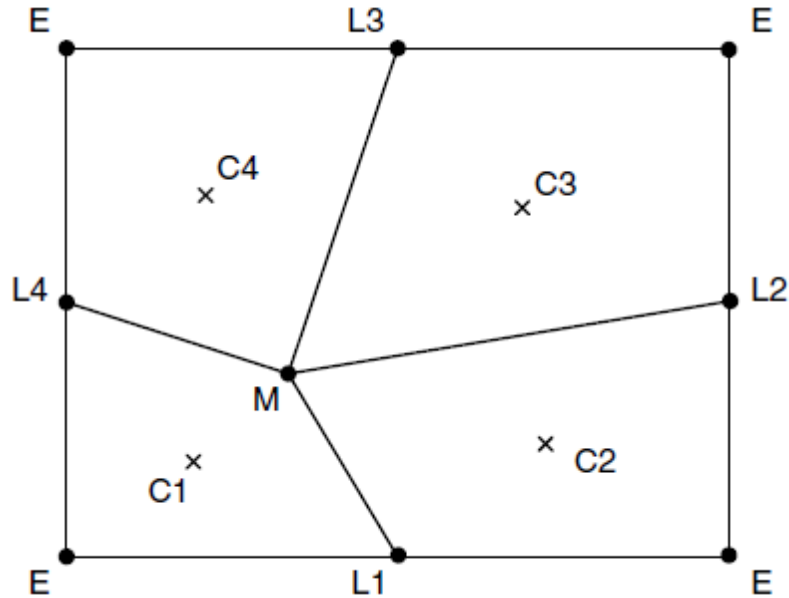


Figure 7-1 : Relocation d'un nœud durant un balayage du maillage (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

7.6.4 Advection des variables solution au nouveau maillage

Le maillage adaptatif dans Abaqus/Explicit se fait dans le cadre de la méthode Lagrangienne-Eulérienne Arbitraire (ALE). Pour pouvoir calculer le mouvement du matériau indépendamment de celui du maillage, cette méthode introduit des termes d'advection dans les équations de la conservation de la masse et l'équilibre du momentum. Abaqus/Explicit modifie les équations de façon à découpler le mouvement du maillage de celui du matériau ; par suite ces équations modifiées seront résolues de nouveau. Il a été trouvé que cette dernière procédure est hautement efficace du point de vue numérique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

Dans un incrément de maillage adaptatif, les formulations de l'élément, les conditions aux frontières, les charges externes, les conditions de contact, etc. sont traitées en premier lieu d'une façon consistante avec une analyse Lagrangienne pure. Une fois que le mouvement lagrangien est actualisé (de l'anglais « updated ») et que les balayages du maillage ont été effectués pour déterminer le nouveau maillage, les variables solution sont remappées en effectuant balayage d'advection.

7.6.5 Advection du second ordre des variables d'élément

Pour remapper une variable d'élément (ϕ) de l'ancien maillage dans un nouveau maillage, il faut en premier lieu déterminer une distribution linéaire de cette variable dans chaque élément de l'ancien maillage, tel qu'indiqué à la Figure 7-2 correspondant à un maillage unidimensionnel. Cette distribution linéaire de ϕ dans l'élément central dépend des valeurs de ϕ dans les deux éléments adjacents, et elle peut être déterminée de la façon suivante (Figure 7-2) :

- On construit une fonction quadratique utilisant les valeurs de la variable aux points d'intégration d'un élément central et d'éléments adjacents.
- Une distribution linéaire ϕ_{trial} d'essai trouvée en différentiant la fonction quadratique pour trouver la pente au point d'intégration de l'élément central
- Cette distribution linéaire d'essai ϕ_{trial} dans l'élément central est limitée en réduisant sa pente jusqu'à ce que ces valeurs maximale et minimale soient dans la fourchette des valeurs originales constantes dans les éléments adjacents. Ce processus est connu sous le terme "limitation-flux" et il est essentiel pour assurer une advection monotone.

Une fois les distributions linéaires de type "limitation-flux" déterminées pour tous les éléments de l'ancien maillage, ces distributions seront intégrées sur chaque nouvel élément. La nouvelle valeur de la variable est trouvée en divisant la valeur de chaque intégrale par le nouveau volume de l'élément.

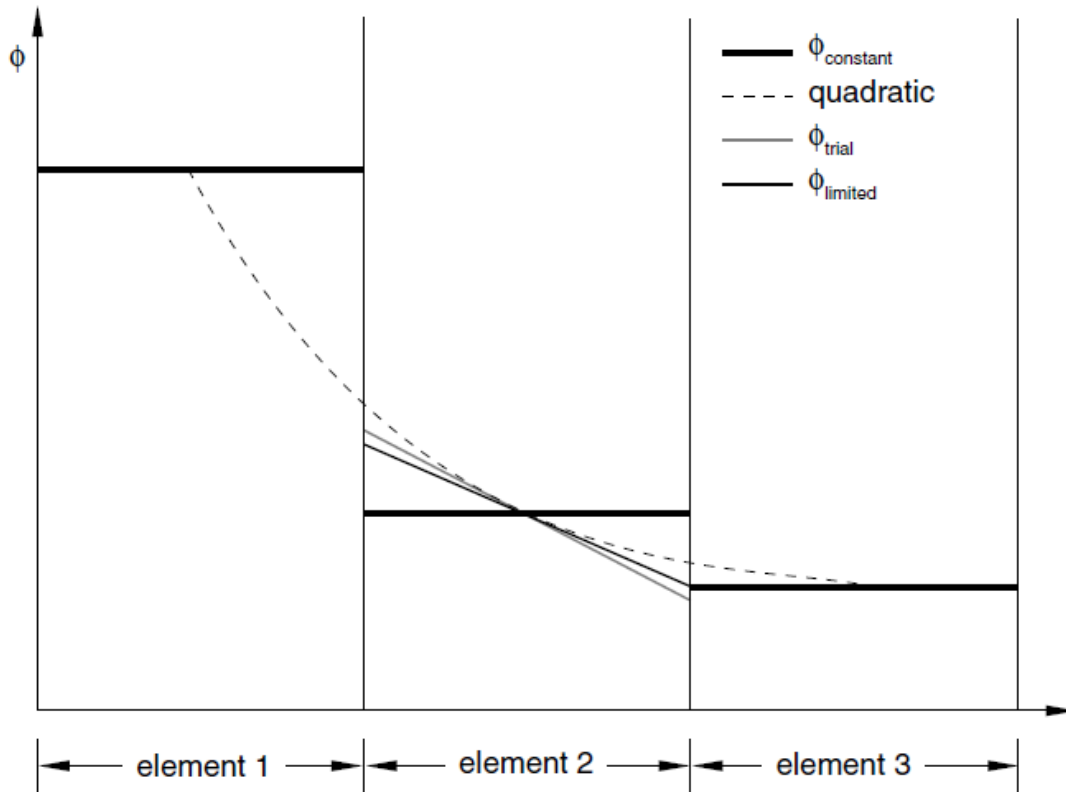


Figure 7-2 : Advection de second ordre (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

7.6.6 Advection du momentum

Les vitesses nodales sont calculées sur le nouveau maillage, d'abord en advectant le momentum, puis après, en utilisant la distribution de la masse sur le nouveau maillage pour calculer le champ des vitesses. Dans Abaqus/Explicit, il y a deux méthodes pour l'advection du momentum : a) La méthode de projection du centre de l'élément qui a été utilisée dans la présente simulation et b) la méthode half-index shift (Benson, 1992).

La méthode de projection du centre de l'élément : Cette méthode exige peu d'opérations pour l'advection du momentum. En premier lieu, le momentum de l'élément est calculé pour l'ancien maillage en se basant sur la masse et la vitesse des nœuds de l'élément. Puis après, l'advection du momentum de l'élément de l'ancien élément au nouveau maillage par les mêmes algorithmes du second ou premier ordre utilisés pour l'advection des variables de l'élément.

Finalement, le momentum de l'élément du nouveau maillage est assemblé en utilisant une projection. La méthode de projection du centre de l'élément exige l'advection de deux ou trois variables supplémentaires seulement respectivement en deux ou trois dimensions (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

7.7 L'approche de localisation dans Abaqus/Explicit

Abaqus/Explicit utilise un algorithme général de contact pour localiser le contact. Cet algorithme est basé sur une approche globale et/ou locale qui optimise le temps de roulement tout en assurant la précision des calculs. Le développement de cette approche expliquée ici est adapté essentiellement de (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c). Dans ce paragraphe, la discussion qui va suivre s'applique pour les interactions définies par des paires de contact, l'algorithme de contact général utilise (paragraphe 7.8) une approche de localisation plus sophistiquée.

Au début de chaque étape, une recherche globale est effectuée dans un but de déterminer la facette de la surface maître la plus proche de chaque nœud esclave de chaque paire de contact. La Figure 7-3 illustre la recherche globale visant à déterminer laquelle de toutes les facettes de la surface maîtresse est la plus proche du nœud 50. La recherche globale détermine que la facette maîtresse la plus proche est la face de l'élément 10 et le nœud 100 est le plus proche du nœud 50, par suite il est désigné par le nœud localisé de la surface maîtresse⁷⁰. Le but de la recherche globale est de déterminer la facette la plus proche et le nœud localisé pour chaque nœud esclave (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c). Cette recherche est effectuée pour chaque nœud esclave, ce qui veut dire que la recherche globale est très couteuse en temps de calcul. Pour remédier à ce dernier inconvénient, une recherche locale moins couteuse en temps de calcul, est effectuée dans la plupart des incréments.

Dans une recherche locale un nœud esclave donné va chercher seulement les facettes de la surface maîtresse qui sont attachées au nœud précédemment localisé pour déterminer la facette la plus proche. Si la Figure 7-3 désigne l'état des deux surfaces à un incrément quelconque (ex. n), alors la Figure 7-4 présente l'état de ces surfaces à l'incrément suivant (c.-à.-d. n+1) pour lequel

⁷⁰ Tracked master surface node.

la surface esclave s'est déplacée. Puisque le nœud précédemment localisé (appartenant à la surface maîtresse) était le 100, la facette la plus proche de celles qui sont attachées au nœud 100 (facettes 9 et 10) est déterminée. Dans ce dernier cas, la facette 10 est la plus proche du nœud 50. L'étape suivante consiste à déterminer le nœud localisé de la surface maîtresse qui est attaché à la facette 10. Ici, le nœud 101 de la facette 10 se trouve le plus proche du nœud esclave 50. Ainsi la recherche locale se poursuit jusqu'à ce que le nœud localisé de la surface maîtresse demeure le même dans une itération à une autre. Dans ce dernier cas, le nœud localisé de la surface maîtresse va changer du 100 à 101, ainsi la recherche locale continue. Encore une fois la facette la plus proche est déterminée à partir des facettes maîtresses attachées au nœud 101, donc les facettes 10 et 11 (c.-a.-d. les facettes 10 et 11). La facette 11 est déterminée comme étant la plus proche et le nœud 102 est déterminé être le nouveau nœud localisé de la surface maîtresse. Depuis que le nœud 102 est véritablement le nœud le plus proche du nœud esclave 50, des itérations additionnelles ne vont pas changer le nœud localisé de la surface maîtresse, par suite la recherche locale prend fin.

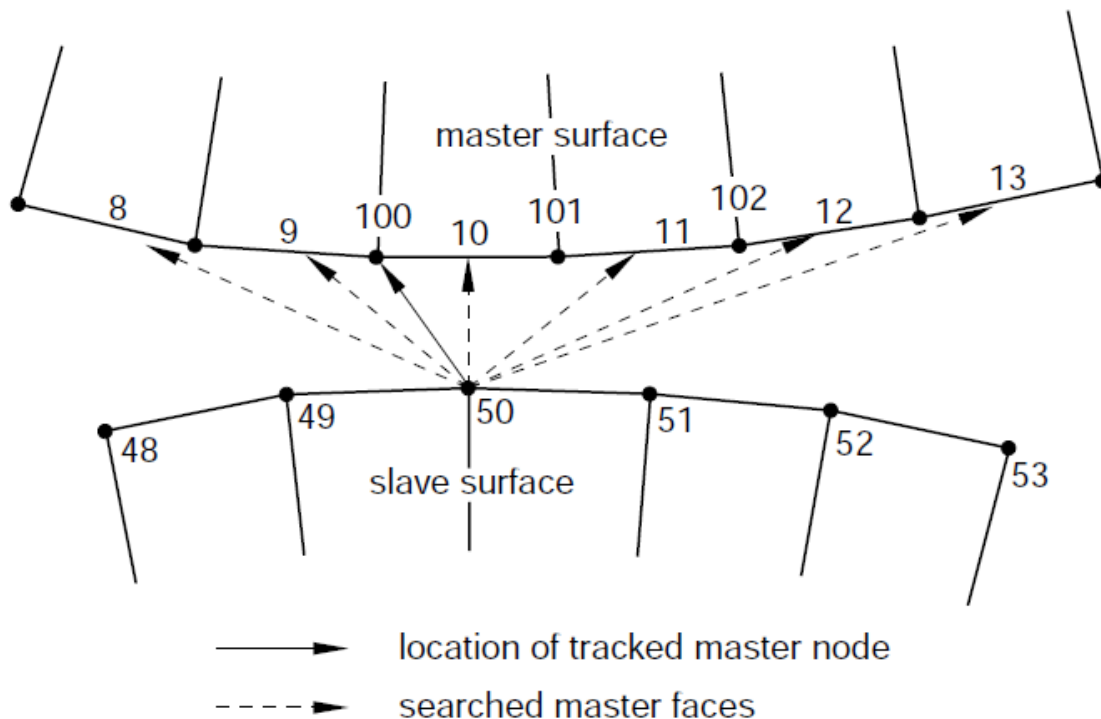


Figure 7-3 : Recherche bidimensionnelle du contact global (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).

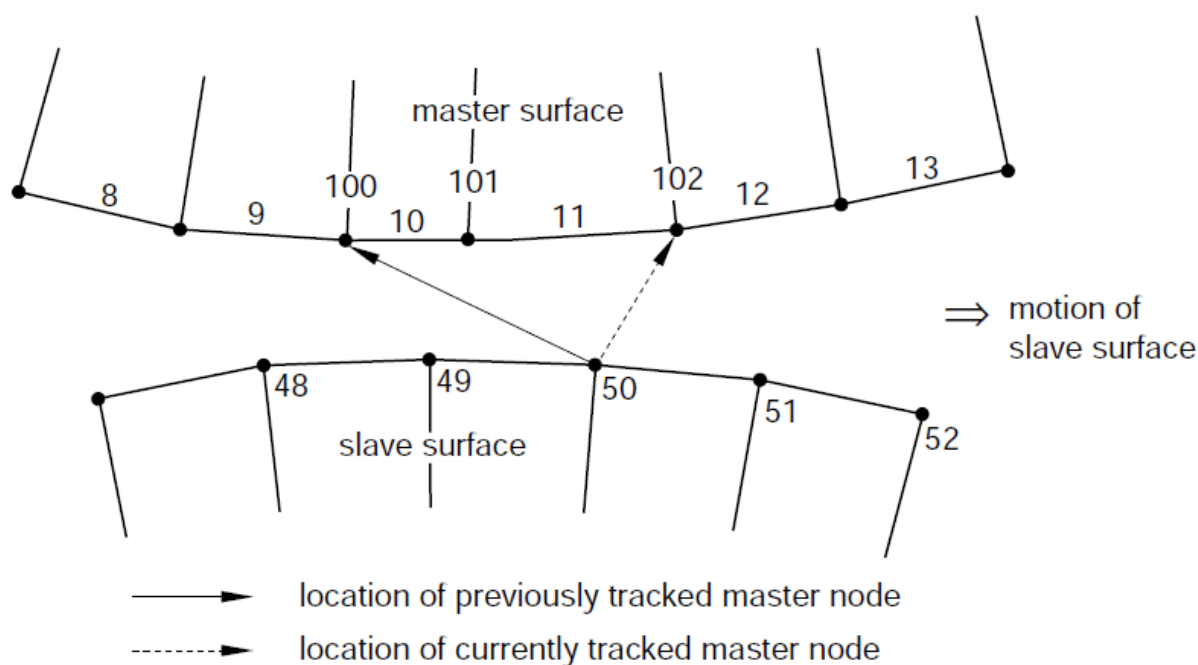


Figure 7-4 : Recherche bidimensionnelle du contact local (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c).

7.8 Interaction de type contact général

Abaqus/explicit fournit deux algorithmes pour les problèmes de contact. L'algorithme de contact général qui est utilisé dans la simulation de la sonde inclinée dans ce chapitre, et l'algorithme de paire de contact⁷¹. L'algorithme de contact général peut être utilisé uniquement avec des surfaces tridimensionnelles et uniquement pour des analyses de contact mécaniques dans le cas d'un glissement fini. La formulation utilisée avec l'algorithme de contact général dans

⁷¹ Contact pair

Abaqus/explicit comprend la méthode d'application de la contrainte⁷², la pondération de la surface de contact, et la formulation de glissement⁷³.

7.8.1 La méthode d'application de la contrainte

Dans le cas d'un contact général, Abaqus/Explicit applique les contraintes en utilisant une méthode de contact de pénalisation⁷⁴. Cette méthode cherche les pénétrations de types : nœud-dans-facette, nœud-dans-surface rigide analytique, et bord-dans-bord dans la configuration courante. Pour le contact nœud-sur-facette, les forces qui sont fonction de la distance de pénétration sont appliquées aux nœuds esclaves pour s'opposer à la pénétration, tandis que les forces égales et opposées agissent sur la surface maîtresse sur le point de pénétration. Les forces de contact sur la surface maîtresse sont distribuées sur les nœuds des facettes maîtresses qui sont pénétrées.

7.8.2 La pondération de la surface de contact

Dans un contact maître-esclave pur, le nœud avec la contrainte fait partie de la surface esclave qui est en interaction avec la surface maîtresse. Pour un contact maître-esclave équilibré, Abaqus/Explicit calcule les contraintes de contact deux fois pour chaque ensemble de surfaces en contact, sous la forme de forces "de pénalisation"⁷⁵ : la première fois en considérant que la première surface agit comme surface maîtresse et une deuxième fois où la deuxième surface va agir comme surface maîtresse. La moyenne pondérée des deux corrections (ou forces) sera appliquée à l'itération de contact. Le contact maître-esclave équilibré minimise la pénétration des corps qui sont en contact, ceci améliore l'application des contraintes de contact, ce qui donne un meilleur résultat. Il est à ajouter que dans un cas de contact de type maître-esclave pure (qui est

⁷² Constraint enforcement method

⁷³ Sliding formulation

⁷⁴ Penalty contact method

⁷⁵ Penalty forces

utilisé dans la simulation présente dans ce chapitre), les nœuds appartenant à la surface maîtresse peuvent, en principe, pénétrer dans la surface esclave, tel qu'indiqué à la Figure 7-5.

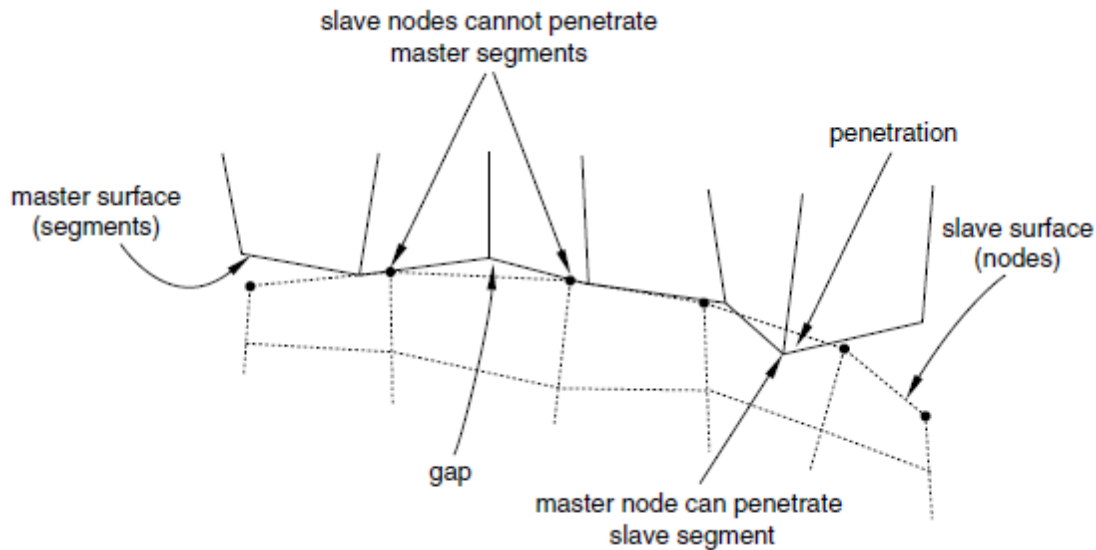


Figure 7-5 : Des pénétrations de la surface maîtresse dans la surface esclave, causées par un maillage grossier. Cas d'un contact maître-esclave pure (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

7.8.3 Formulation de glissement

Dans le module Abaqus/Explicit, la formulation de glissement fini est seulement disponible pour une interaction de type contact général. Cette formulation permet arbitrairement la séparation, le glissement, et la rotation des surfaces en contact. L'algorithme de recherche du contact en glissement-fini suppose que le mouvement tangentiel relatif incrémental entre les surfaces ne peut excéder les dimensions des facettes de la surface maîtresse d'une façon significative, mais il n'y a pas de limite pour le mouvement relatif global entre les surfaces. Il est rare que le mouvement incrémental excède la dimension de la facette car l'incrément de temps utilisé par Abaqus/Explicit est trop petit (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

L'algorithme de recherche de contact utilise une recherche globale quand une interaction de contact est introduite pour la première fois, par la suite un algorithme de recherche global/local hiérarchique est utilisé.

7.9 Analyse quasi-statique avec Abaqus/Explicit

La méthode explicite dynamique est une procédure dynamique qui a été développée originalement pour modéliser des problèmes d'impact dans lesquelles l'inertie joue un rôle prédominant dans la solution (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c). Cette méthode est très utile par exemple dans le domaine des balistiques et d'écrasements des véhicules. Le temps réel que peut prendre un tel événement pour se produire est généralement très petit (ex. 10^{-3} s à 10^{-6} s). Par suite, le phénomène pourra être simulé sur une fourchette de temps équivalente au temps réel. Dans cette méthode les forces se propagent sous forme d'ondes de contraintes entre les éléments avoisinants pendant la recherche de la solution de l'équilibre dynamique.

Une analyse statique est par définition une solution à long terme. Dans cette analyse, il faut garder à l'esprit que l'énergie cinétique de toute les parties assemblées du système modélisé soit nulle durant toute la simulation.

L'approche explicite dynamique a fait preuve d'efficacité dans la solution des problèmes quasi statiques. En effet, il a été démontré que la procédure explicite (intégrée dans Abaqus/Explicit) s'avère plus efficace pour résoudre des problèmes complexes de contact que la procédure implicite (intégrée dans Abaqus/Standard).

Puisque la limite de stabilité est très petite, il est naturel que la solution du problème nécessite un très grand nombre d'incréments. Conséquemment, la simulation d'un problème statique avec le temps réel (i.e. le temps réel que prendra le phénomène pour se produire, du début de l'événement jusqu'à sa fin) en utilisant l'approche dynamique explicite, ne peut être pratique à cause : 1) du nombre très élevé de petits incréments utilisés dans la recherche de la solution, et 2) du temps d'attente que nécessitera une telle simulation pour être complétée.

On peut conclure que pour obtenir une solution économique (du point de vue consommation du temps de calcul), l'événement doit être accéléré d'une certaine façon (ex. augmenter la vitesse de pénétration de 2 cm/s à 20 cm/s). Cette accélération ne peut être excessive, car dans ce cas l'état de l'équilibre statique évoluera vers un état d'équilibre dynamique, créant ainsi des forces d'inertie qui peuvent dominer la solution. Dans ce dernier cas,

on peut avoir une instabilité locale et les résultats escomptés seront totalement différents de ce qu'ont pouvait attendre.

De ce qui précède, pour rester dans les conditions quasi statiques, la vitesse de pénétration de la sonde devrait augmenter en restant inférieure à un certain seuil de vitesse. Pour les vitesses de pénétration situées entre 2 cm/s et ce seuil défini, les forces d'inertie seront insignifiantes et la qualité de la solution ne sera pas affectée par l'accélération de l'analyse. Pour ce faire, il faut :

- Modéliser le processus de pénétration profond (PPP) de la sonde inclinée en s'assurant que les effets des forces d'inertie demeurent insignifiants. Ceci reflète l'aspect quasi statique du phénomène de pénétration, car les effets de d'inertie ne peuvent dominer la solution.
- Modéliser le PPP sur une fourchette de temps plus petite que le temps réel de l'événement.

Les deux derniers points seront expliqués et utilisés dans la simulation subséquente.

7.10 Travaux numériques antérieurs basés sur l'approche dynamique explicite

La procédure explicite dynamique ne permet pas une analyse couplée des contraintes effectives et de la pression interstitielle (consolidation). Cette dernière analyse est faisable avec une méthode d'intégration directe implicite intégrée dans Abaqus/standard. Ceci veut dire pratiquement que, si cette méthode est utilisée pour les sols, elle permet : a) d'étudier les sables dans des conditions parfaitement drainées ; à ce moment le modèle mécanique du sable est défini en contraintes effectives (de même pour les contraintes calculées); et b) et d'étudier les argiles dans des conditions parfaitement non drainées (déformations du sol à volume constant). Cette dernière option a été utilisée pour étudier la pénétration de la sonde inclinée dans ce chapitre.

L'analyse numérique du cône effilé instrumenté est traitée pour la première fois dans cette thèse. Cependant l'analyse de la pénétration de différentes sondes dans les sols a fait l'objet de plusieurs études antérieures.

Le modèle Lagrangien-Eulérien a été utilisé par van den Berg (1994) pour étudier la pénétration continue du cône dans les sols.

Une analyse par éléments finis de l'essai au cône statique dans un milieu sableux uniforme et stratifié a été publiée par Susila (2005). Le sol a été supposé totalement drainé et la réponse du sol a été régie par le modèle effectif du squelette. La méthode Lagrangienne Eulérienne Arbitraire (ALE) avec un maillage adaptatif et la méthode d'intégration explicite ont été employées dans le cadre d'une procédure dynamique.

Radampola (2006) a effectué une analyse quasi-statique avec Abaqus/Explicit en utilisant la méthode Lagrangienne-Eulérienne Arbitraire avec un maillage adaptatif, pour modéliser l'essai d'installation d'un cylindre semi-confiné (De l'anglais « semi-confined cylinder test (SCT) setup ») dans un sol granulaire. Il valida ces résultats trouvés en se basant sur la comparaison de l'énergie cinétique et l'énergie interne du système.

Walker et Yu (2006) ont présenté un article dans lequel l'essai au cône statique est simulé dans une argile homogène, élastique-parfaitement plastique, et non drainée (volume constant et coefficient de poisson équivalent à 0.49). Le modèle de von Mises (avec une règle d'écoulement associée) a été adopté pour simuler l'écoulement plastique de l'argile. Ici encore cette analyse ALE avec maillage adaptatif a été effectuée avec Abaqus/Explicit.

L'essai au cône statique dans une argile molle a été simulé par Liyanapathirana (2009). Comme dans l'article de Walker et Yu (2006), le sol est supposé être élastique-parfaitement plastique, régi par la plasticité de von Mises. Ici, la méthode ALE avec maillage adaptatif a été utilisée dans le module Abaqus/Explicit. Il semble que la seule différence entre l'article de Walker et Yu (2006) et celui de Liyanapathirana (2009), est que ce dernier a intégré dans sa simulation le comportement de ramollissement (De l'anglais « strain-softening ») de l'argile en se basant sur les équations déterminées par Silvestri (2006).

7.11 Justification de l'utilisation de la procédure dynamique explicite

Le processus de pénétration profond (PPP) étudié est supposé se dérouler dans des conditions statiques avec une vitesse de propagation de la sonde équivalente à 2 cm/s. Donc

l'effet de l'inertie est pratiquement négligé et le sol se déforme sous l'effet d'un chargement statique.

La simulation du PPP avec une sonde inclinée par la procédure dynamique explicite est justifiée pour les raisons suivantes :

- La solution numérique complète de l'essai avec une sonde inclinée n'a pu être entièrement obtenue avec Abaqus/Standard en utilisant une procédure statique générale. Ceci est dû principalement aux déformations excessives des éléments lors de la pénétration de la sonde. De plus, une technique de remaillage automatique qui pourra être utile pour lutter contre ce gauchissement des éléments n'est pas disponible avec Abaqus/Standard.
- Le maillage manuel adaptatif utilisant la technique de maillage-à-maillage (qui consiste à remapper⁷⁶ les variables solution dans un nouveau maillage (Abaqus /standard)) est pratiquement infaisable dans ce cas, car il nécessite une reconstruction manuelle du maillage pour chaque petit déplacement vertical. Cette reconstruction est laborieuse et très fréquente. De ce qui précède, la technique de maillage-à-maillage ne peut être pratiquement utilisée dans le cas étudié.
- Le remaillage adaptatif automatique est seulement disponible dans la procédure explicite dynamique intégré dans Abaqus/Explicit. Cette technique d'additivité a l'avantage d'empêcher les distorsions excessives des éléments assemblés du maillage. Ce problème de grandes déformations (c.-à.-d., la configuration déformée ne peut plus être proche de la configuration originale) est causé par les grands déplacements de la sonde rigide penchée. Cette dernière difficulté a été surmontée en adoptant la méthode ALE utilisant une procédure dynamique explicite, avec un maillage adaptatif défini sur la totalité du sol discrétisé.

⁷⁶ Mapping.

7.12 Simulation de l'essai ISCT avec une sonde inclinée sous chargement quasi statique

7.12.1 Le modèle d'Abaqus/Explicit

La simulation de l'essai ISCT-1 avec la sonde inclinée sera identifiée par exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant). Le sol est supposé incapable de se drainer, et sa déformation se fait à volume constant.

7.12.1.1 Les modèles constitutifs du sol et de la sonde

Les propriétés mécaniques de l'argile de Mascouche utilisées dans cette simulation sont présentées dans le paragraphe (5.3) du chapitre précédent. Ici, comme au paragraphe (5.3), il est supposé que le comportement mécanique du sol est indépendant du taux de déformation. De même, les propriétés mécaniques de la sonde (cône-1) supposée rigide ont été déjà définies au même paragraphe (5.3).

7.12.1.2 L'assemblage tridimensionnel cône-sol

Comme expliqué au sous-paragraphe 5.6.3.1 du chapitre 5, on suppose ici que le cône-1 est préinstallé au niveau de la surface du sol encaissant dans une cavité préformée sans remaniement. La Figure 7-6 montre la géométrie modifiée du demi cône-1, le point de référence (RP) attaché à ce cône, et le maillage utilisés dans la présente simulation. La Figure 7-7 montre la distribution des capteurs sur la surface du cône-1, les capteurs sont confondus avec les nœuds du maillage qui sont pointés par les flèches. Conventionnellement, les capteurs distribués symétriquement par rapport à l'axe de symétrie du cône du côté gauche et du côté droit, leurs notations sont suivies respectivement des lettres g et d (Figure 7-7).

Dans un premier temps, la sonde subit une rotation pure autour de l'axe horizontal passant par le point de référence RP (Figure 7-6) et parallèle à l'axe z (Figure 7-7). Cette rotation est suivie d'une translation verticale pure du cône inclinée. Conséquemment, les contraintes et les déformations résultantes sont distribuées symétriquement par rapport au plan vertical passant par l'axe de symétrie et parallèle au plan XY ; ce plan noté par ZSYMM est bien indiqué à la Figure

7-8 et à la Figure 7-9. Cette dernière conséquence, nous a amené à considérer juste un des deux demi-espaces (séparés par le plan vertical de symétrie) pour fin de modélisation. La Figure 7-8 montre le demi-espace conservé pour la modélisation de l'essai où on voit l'assemblage cône-sol à l'état initial, pour lequel la sonde est installée dans une cavité préformée. Un agrandissement de cet assemblage au voisinage de la sonde préinstallée se trouve à la Figure 7-9.

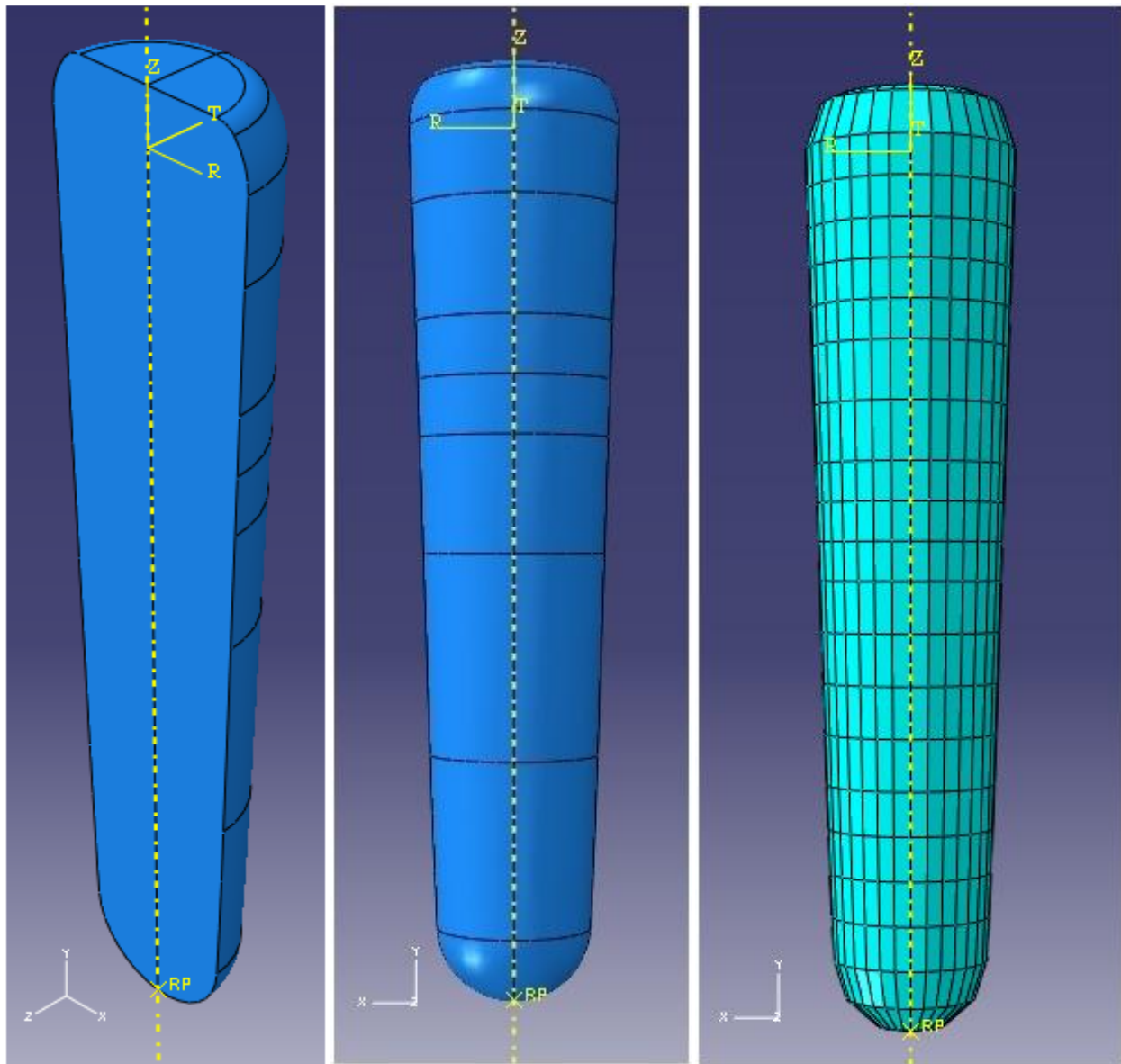


Figure 7-6 : Modèle géométrique tridimensionnel et maillage du ISC-1.

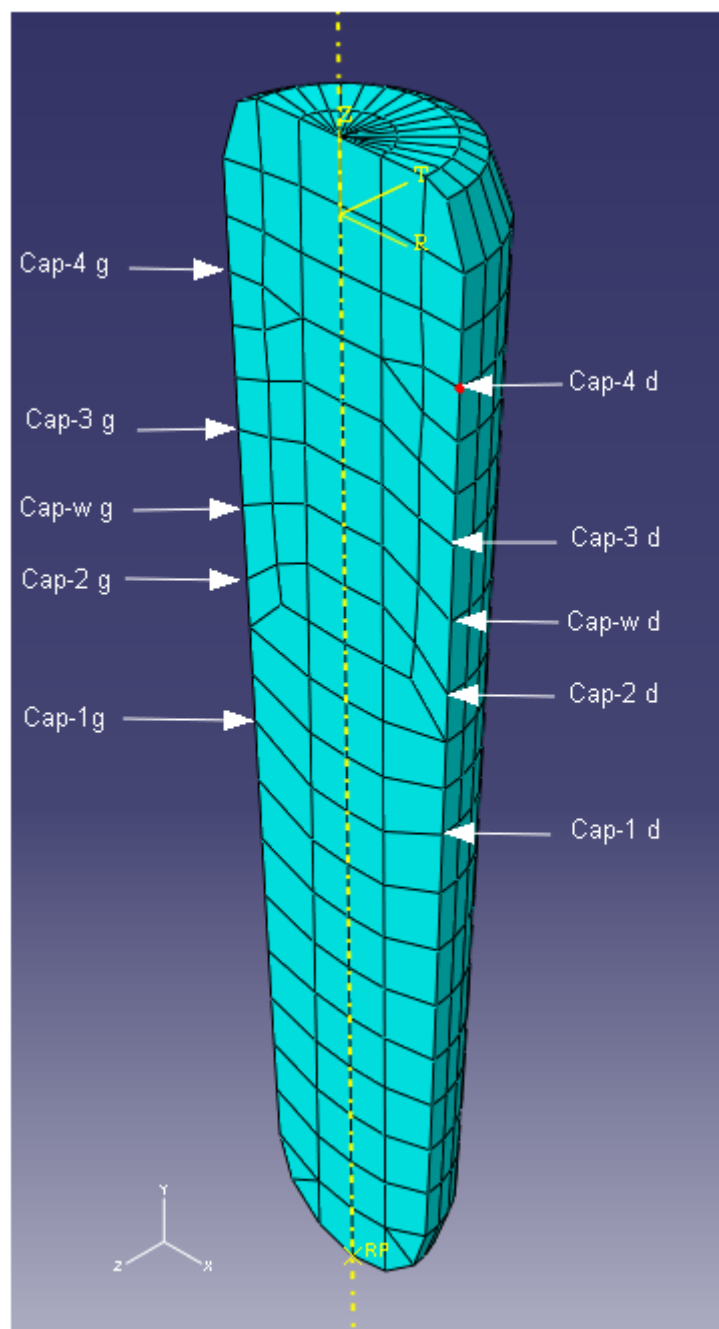


Figure 7-7 : Distributions des capteurs sur la surface du ISC-1.

Dans le demi-espace de la Figure 7-8, les dimensions du sol et du cône modélisés sont celles mentionnées dans le sous-paragraphe 5.6.1.3.1 du chapitre 5 avec les modifications suivantes : La profondeur du trou pilote a été réduite à 2 mètres et le rayon extérieur du sol est maintenant de trois mètres. Cette modification a été nécessaire pour réduire le temps de calcul.

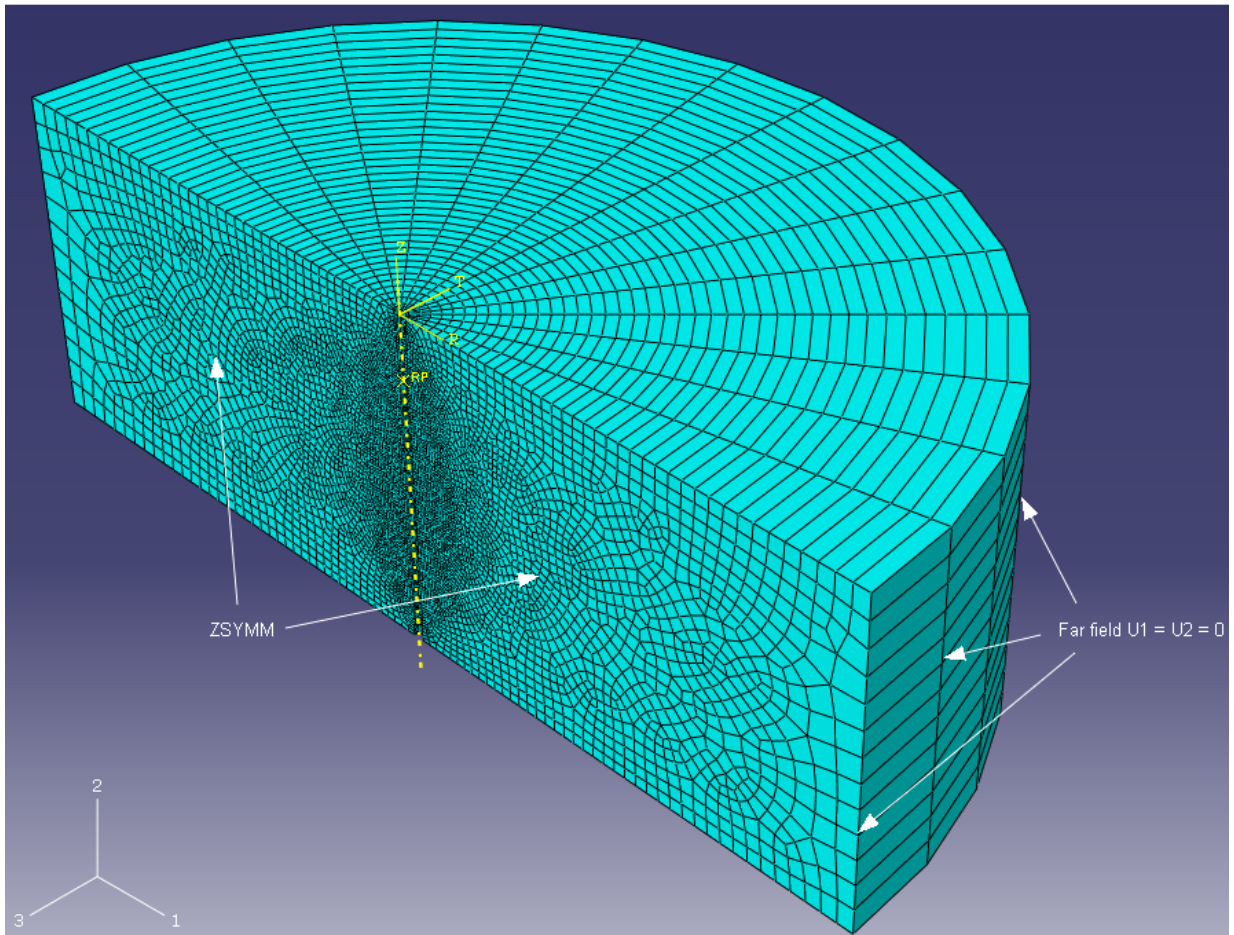


Figure 7-8 : Installation initiale de la sonde dans le trou pilote du sol environnant.

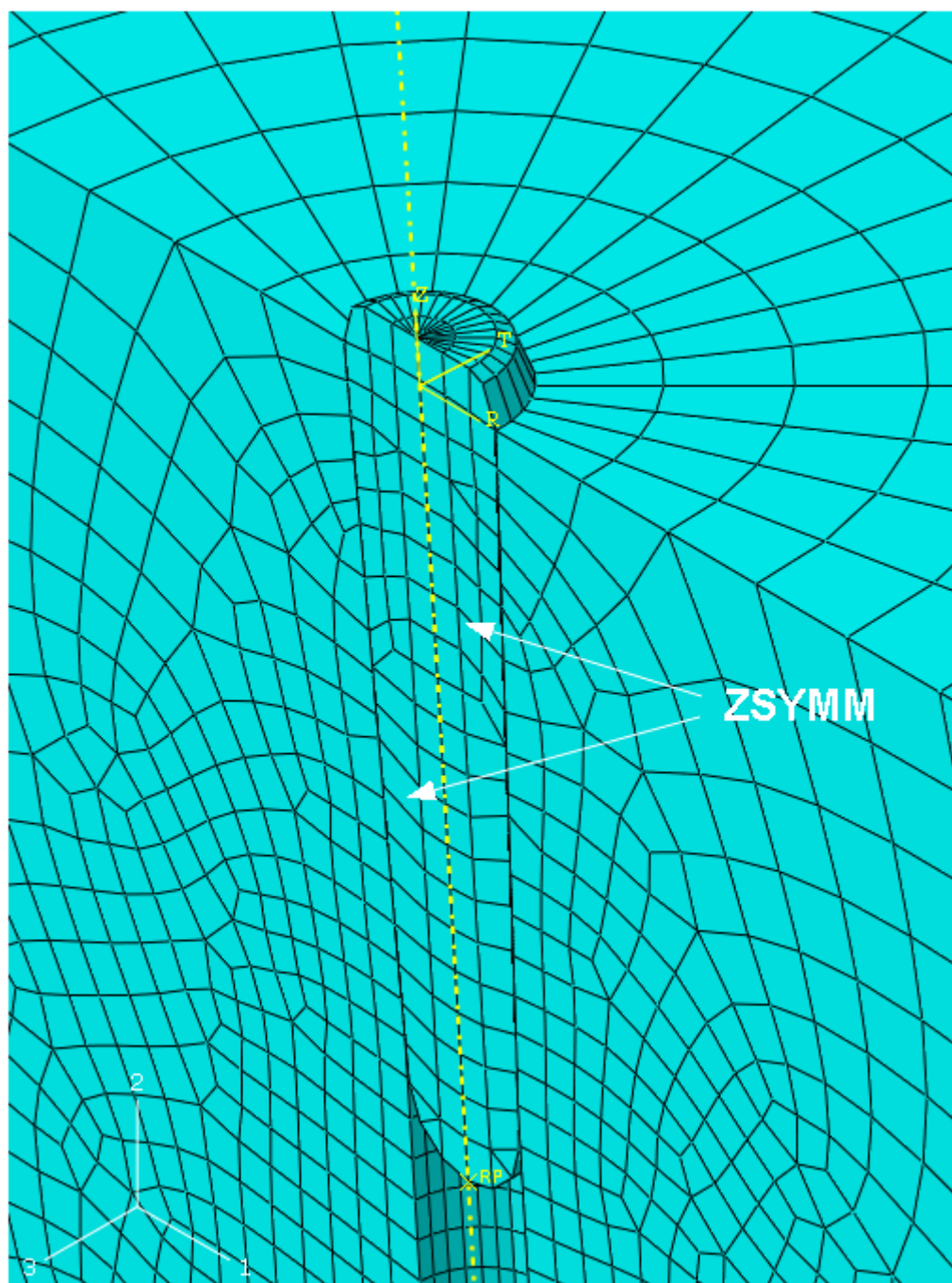


Figure 7-9 : Agrandissement, au voisinage de la sonde, de l'installation initiale de la sonde dans le sol environnant.

7.12.1.3 Les étapes de l'analyse et la technique de résolution adoptée

Tel que discuté, la simulation de la pénétration profonde des sondes dans le sol est liée à des problèmes de déformations excessives du maillage discrétisant le sol. Pour pouvoir surmonter ces problèmes, l'approche de la formulation Eulerienne-Lagrangienne Arbitraire (ALE) a été adoptée dans la simulation présentée dans ce chapitre.

Dans la présente simulation, on analyse la pénétration verticale du cône ayant subi une déviation angulaire par rapport à la verticale. Ce défaut de verticalité imposé à la sonde, tel que montré par la simulation subséquente, induit une erreur certaine dans la mesure de la contrainte de contact de pression totale sur l'interface sol-cône.

La procédure dynamique explicite (intégrée dans Abaqus/Explicit) a été utilisée pour simuler la rotation et la pénétration quasi statique de la sonde inclinée dans le sol (Étape 1 et 2 de l'analyse). La durée totale de la simulation est de 8.83 secondes.

L'analyse complète consiste à avancer le cône de sa position initiale, jusqu'à la fin du trou pilote. Elle est divisée en trois étapes successives dont chacune dépend de celle qui la précède.

Dans les étapes 2 et 3, la dynamique explicite tenant compte de la non-linéarité géométrique a été employée. Ici, dans ces deux étapes, la méthode Lagrangienne-Eulérienne Arbitraire (ALE) est utilisée conjointement avec un maillage adaptatif défini sur le maillage entier du sol. La fréquence du maillage adaptatif a été fixée à 40 et le nombre de balayages⁷⁷ par incrément a été fixé à 10. Dans ces deux étapes, l'incrément automatique du temps a été utilisé. Les caractéristiques des trois étapes successives sont les suivantes :

7.12.1.3.1 Étape 1 : Extraction de la fréquence fondamentale

Cette première étape est importante pour déterminer la durée de simulation de l'étape suivante (phase de rotation pure). Il est bien connu que dans une analyse statique, le mode

⁷⁷ Remeshing sweeps per increment

fondamental⁷⁸ (pour lequel la fréquence fondamentale ω_{\min} est minimale et la période fondamentale T_{\max} est maximale) de la structure domine habituellement la réponse. Donc, si on connaît la fréquence et la période équivalente du mode fondamental, on peut estimer le temps requis pour obtenir une réponse statique. Cette stratégie a été adoptée pour déterminer le taux de chargement dans la phase de rotation pure de la sonde (étape 2 de cette simulation).

L'extraction de la fréquence fondamentale a été effectuée avec Abaqus/Standard et la fréquence et la période fondamentales du sol trouvées sont respectivement équivalentes à $\omega_{\min} = 11.895 \text{ Hz}$ et $T_{\max} = 0.084069 \text{ s}$. Pour être certain que la solution est quasi statique, et d'après les recommandations d'Abaqus (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008c), la durée de l'événement simulé doit être proche de $10 \times T_{\max}$. Conséquemment, la durée de la deuxième étape a été fixée à 0.83 seconde.

7.12.1.3.2 Étape 2 : Inclinaison de la sonde

Dans cette étape de l'analyse, le cône subit une légère rotation angulaire d'un degré dans le sens rétrograde. L'axe de rotation étant horizontal passe par le point de référence RP (Figure 7-6 et Figure 7-7), et perpendiculaire au plan ZSYMM (Figure 7-9). Donc, l'axe du cône subit une déviation d'un degré par rapport à la verticale. Cette dernière valeur a été arbitrairement choisie équivalente à la moitié de l'angle d'effilement qui vaut deux degrés. Cette valeur d'inclinaison semble être vraisemblable et a une forte probabilité de se produire, durant un tel essai. La durée de cette rotation est déterminée à partir de l'étape 1, c.-à.-d., 0.83 seconde. Ici, la simulation est effectuée avec Abaqus/Explicit.

7.12.1.3.3 Étape 3 : Pénétration profonde de la sonde inclinée

Après que la sonde a subi une rotation pure dans l'étape-2, elle subit dans cette étape une translation verticale vers le bas (toute rotation est empêchée). La pénétration profonde de la sonde (inclinée d'un degré par rapport à la verticale) se fait à une vitesse constante suggérée de 0.2 m/s. Cette étape vient compléter l'analyse globale et est encore effectuée avec Abaqus/Explicit.

⁷⁸ Lowest mode

7.12.1.4 L'interaction sonde-sol

Dans la simulation *exp_ale_adap* (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant), le contact est suppose parfaitement lisse (c.-à.-d., la contrainte tangentielle du contact au niveau de l'interface cône-sol est constamment nulle, $\tau_{inter} = 0$). L'interaction entre la sonde et le sol a été étudiée en adoptant un algorithme de contact général (paragraphe 7.8). Ce type de contact utilisé est d'une importance capitale puisqu'il peut modéliser le contact du trou pilote avec lui-même (si ce contact prend lieu). Cette dernière utilité est importante pour examiner la fermeture éventuelle du trou pilote. Ici, la formulation de contact maître-esclave pure a été utilisée (paragraphe 7.8), et l'interaction a été définie entre : 1) la surface de la sonde (c.-à.-d. surface maîtresse) et 2) la surface du trou pilote (c.-à.-d. surface esclave), et 3) éventuellement la surface du trou pilote avec elle-même (de l'anglais « self contact »).

7.12.1.5 Le maillage

La moitié du sol (profil symétrique) a été maillée par 42880 éléments (47226 nœuds) du type C3D8R. C'est un élément qui a : une forme géométrique hexaédrique à huit nœuds, un ordre géométrique linéaire, et une intégration réduite qui sert à éviter les problèmes de blocage.

Dans cette simulation, le maillage du sol entier a été adaptatif. Le maillage initial a été construit graduellement de façon que la densité des éléments soit élevée au voisinage du trou pilote et progressivement devient de moins à moins élevée quand on s'éloigne du trou.

Le cône-1 a été maillé par 448 éléments de type C3D8R et 368 éléments de type C3D6. Le nombre total des nœuds discrétisant le cône est de 905 nœuds. L'élément C3D6 a la forme géométrique d'un coin (six nœuds) et un ordre géométrique linéaire. Ces éléments sont placés autour de l'axe de révolution du cône.

7.12.1.6 Déplacements et conditions aux frontières imposés - charges appliquées

À l'étape initiale (c.-à.-d., à l'instant initial, $t = 0s$), le cône et le sol sont au repos avec un champ de vitesse initiale nul appliqué au modèle complet. Si on désigne par U_1 , U_2 , U_3 , les déplacements suivant les axes X, Y, Z et par VR_1 , VR_2 , VR_3 les vitesses de rotations autour des

axes X, Y, Z; les conditions aux frontières du modèle tridimensionnel peuvent être résumées comme suit :

- Le plan ZSYMM (Figure 7-8 et Figure 7-9) vertical et passant par le point de référence, est un plan de symétrie ($U_3=U_{R1}=U_{R3}=0$);
- Les nœuds appartenant à la surface simulant l'infini (c.-à.-d., "Far field" dans la Figure 7-8) sont restreints juste au déplacement horizontal ($U_1=U_3=0$). Cette condition est définie à l'étape initiale et est maintenue dans les étapes 2 et 3;
- Les nœuds appartenant à la surface formant le fond du sol, sont restreints juste au déplacement vertical ($U_2=0$). Cette condition est encore définie à l'étape initiale et est maintenue dans les étapes 2 et 3;

Dans l'étape 2 :

- Le déplacement horizontal du cône, la rotation du cône autour de l'axe horizontal (X ou 1) et de l'axe vertical (Y ou 2) sont empêchés ($U_1=U_{R1}=U_3=U_{R2}=0$). Cette condition est maintenue dans l'étape 3;
- Le déplacement vertical ($U_2=0$) du cône est empêché. Cette condition est inactive dans l'étape 3.
- La rotation pure imposée au cône suit graduellement la courbe d'amplitude de rotation pure dessinée à la Figure 7-10. Cette condition est inactive dans l'étape 3;

Dans l'étape 3 :

- Le cône ne peut subir qu'un déplacement vertical, tous les autres degrés de liberté sont restreints, c.-à.-d. $U_1=U_3=U_{R1}=U_{R2}=U_{R3}=0$. Dans cette même étape, on impose au cône (soumis à son poids propre) une vitesse verticale, descendant, uniforme et instantanée de 0.2 m/s appliquée à son point de référence (RP). Cette dernière vitesse augmente graduellement selon la courbe d'amplitude de vitesse de fonçage dessinée à la Figure 5-8;

Il est à noter que dans l'étape 3, les charges de gravité (poids propres) sont appliquées d'une façon instantanée sur le sol et la sonde.

La courbe d'amplitude de la rotation pure est définie sur toute la durée de l'étape 2, c.-à.-d., 0.834 secondes. La fonction de rotation est calculée analytiquement de la façon suivante :

$$\left. \begin{array}{l} t_0 = 0s, A_0 = 0 \\ t_1 = 0.834s, A_1 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \xi = \frac{t-t_i}{t_{i+1}-t_i} = 1.199041 \times t, \text{ d'où :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = A_0 = 0 \text{ pour } t = t_0 = 0s \\ a = A_0 + (A_1 - A_0) \xi^3 (10 - 15\xi + 6\xi^2) = 17.2386t^3 - 31.004682t^4 + 14.870351t^5 \text{ pour } t_0 \leq t \leq t_1 \\ a = A_1 = 1 \text{ pour } t \geq t_1 \end{array} \right.$$

La rotation du cône autour de son point de référence atteint un degré au temps 0.834 seconde.

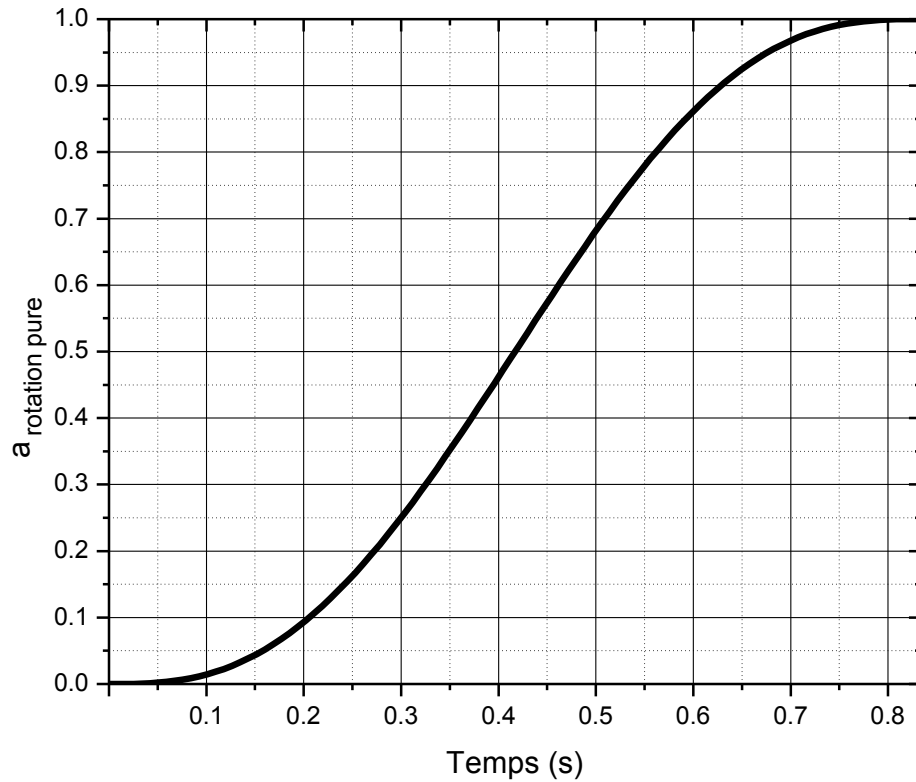


Figure 7-10 : Courbe d'amplitude de la rotation pure du cône-1 définie dans l'étape -2. Cas de la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

La courbe d'amplitude de la translation verticale descendante est définie sur 0.5 seconde de la durée totale de l'étape 3, c.-à.-d. 8.0 secondes. La fonction de rotation est calculée analytiquement de la façon suivante :

$$\left. \begin{array}{l} t_0 = 0 \text{ s}, A_0 = 0 \\ t_1 = 0.5 \text{ s}, A_1 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \xi = \frac{t - t_i}{t_{i+1} - t_i} = 2 \times t, \text{ d'où :}$$

$$\begin{cases} a = A_0 = 0 \text{ pour } t = t_0 = 0 \text{ s} \\ a = A_0 + (A_1 - A_0) \xi^3 (10 - 15\xi + 6\xi^2) = 80t^3 - 240t^4 + 192t^5 \text{ pour } t_0 \leq t \leq t_1 \\ a = A_1 = 1 \text{ pour } t \geq t_1 \end{cases}$$

Dans l'étape de pénétration, le cône atteint une vitesse de 0.2 m/s après 0.5 seconde du début du fonçage à l'étape 3 et après 1.334 seconde (0.834 s + 0.5 s) de la rotation pure qui commence à l'étape 2.

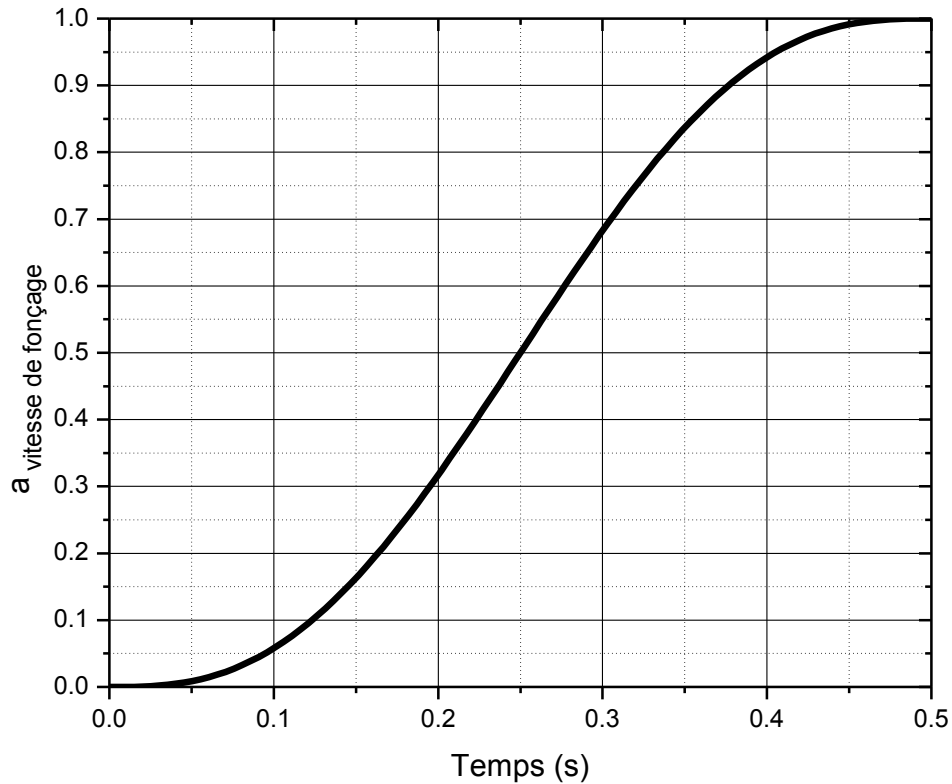


Figure 7-11 : Courbe d'amplitude de la vitesse de fonçage du cône-1 définie dans l'étape 3. Cas de la simulation exp_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

7.12.2 Résultats de la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant)

7.12.2.1 Les contraintes de Mises

La Figure 7-12 montre les contraintes de Mises à la fin de l'étape de la rotation pure, c.-à.-d. pour $t = 0.83$ seconde et l'inclinaison de l'axe du cône atteint un degré. Les capteurs gauches (Figure 7-7) sont tous situés du côté de l'inclinaison (donc en contact avec le sol comprimé), voir les contours de Mises ayant les valeurs élevées (Figure 7-12). Les capteurs droits (Figure 7-7) sont situés du côté opposé (Figure 7-12).

Il est à noter que la profondeur de pénétration (D) du cône est ici définie par le déplacement vertical du point de référence du cône (RP). Dans toute la phase de rotation, cette profondeur D garde une valeur nulle.

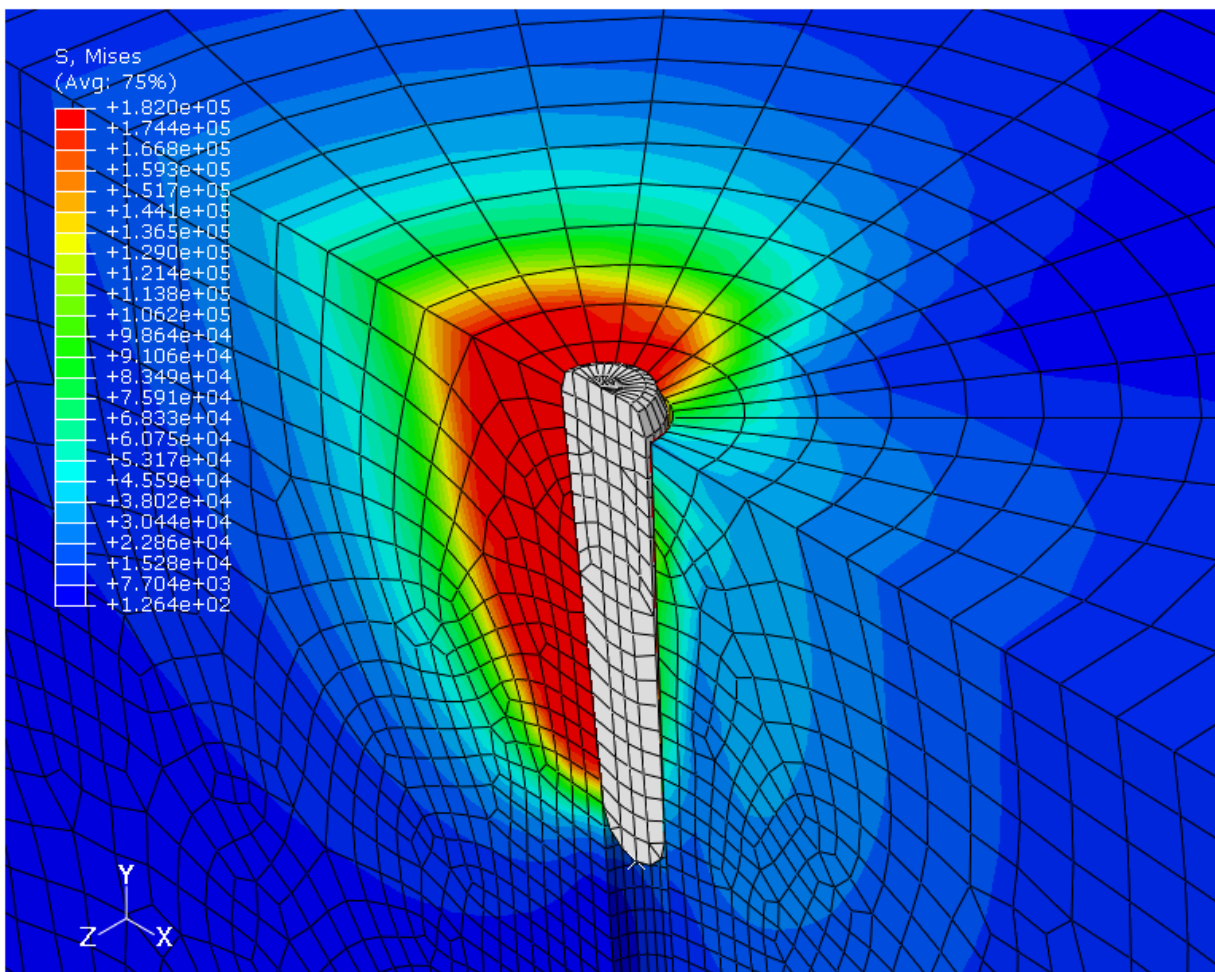


Figure 7-12 : Contours des contraintes de Mises prédites (S) à la fin de la rotation pure, au temps $t = 0.83s$.

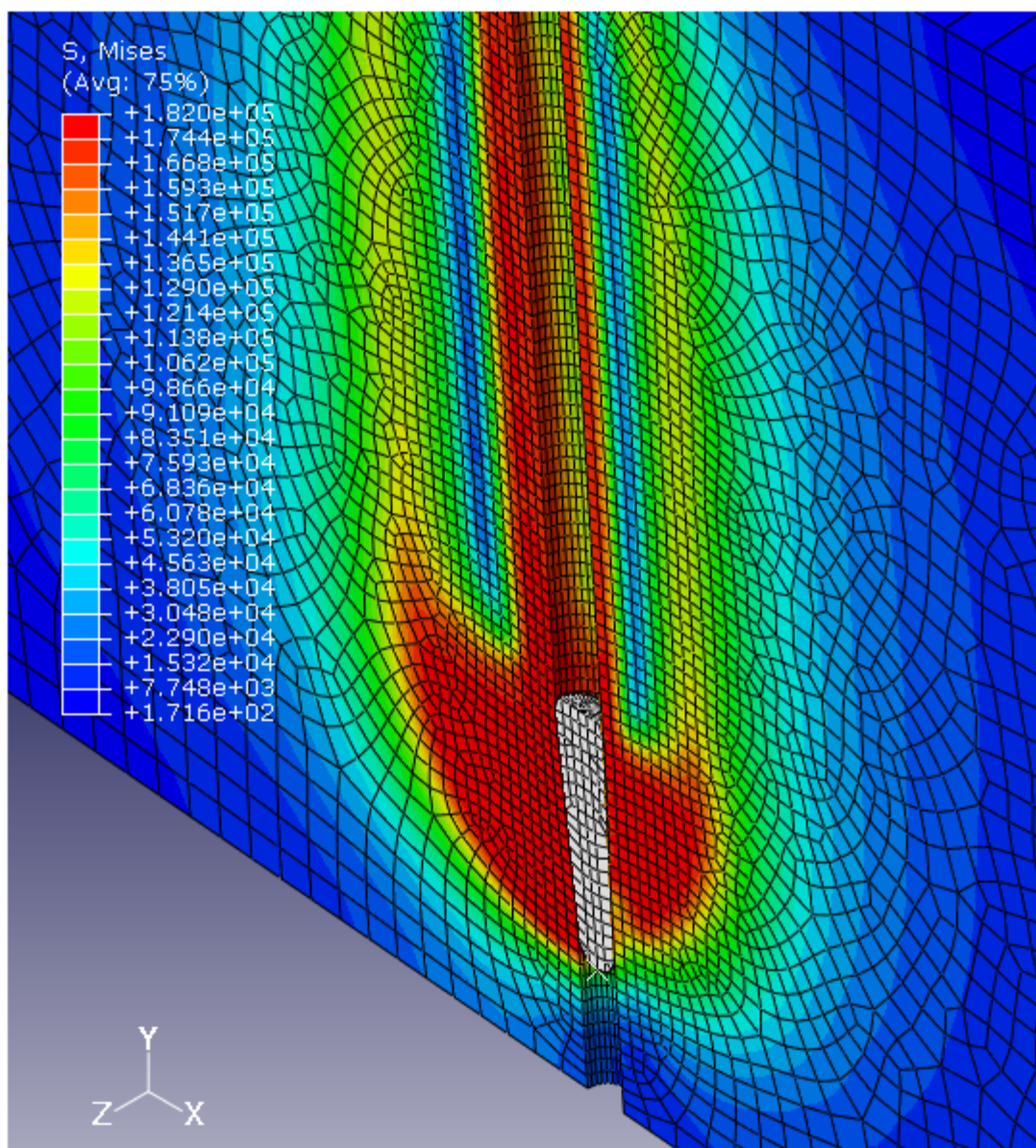


Figure 7-13 : Contours des contraintes de Mises prédites (S) à la fin de la pénétration inclinée au temps $t = 8.83s$.

7.12.2.2 Les profils de pressions de contact prédites

Suite à la phase de rotation pure, la sonde pénètre dans le sol en gardant une inclinaison d'un degré par rapport à la verticale. Ici, les capteurs situés du côté de l'inclinaison de la sonde (qui subit une rotation d'un degré dans le sens rétrograde), sont présentés par la notation indiciaire g, c.-à.-d. Cap-1_g, Cap-2_g, Cap-w_g, Cap-3_g et Cap-4_g. De même, pour les capteurs situés

du coté opposé (par symétrie autour de l'axe du cône rigide) seront notés : Cap-1_d, Cap-2_d, cap-w_d et Cap-4_d. Les profils des pressions de contacts prédites en fonction de la profondeur de fonçage se trouvent aux figures qui suivent.

La phase de rotation pure :

Dans cette étape de l'analyse, le déplacement du point de référence demeure constamment nul ($D = 0$). Les capteurs Cap-1_d, Cap-2_d, cap-w_d et Cap-4_d subissent tous un décollement de la surface de l'argile. Par contre, les pressions de contact au niveau des capteurs du coté gauche (c.-à.-d. Cap-1_g, Cap-2_g, Cap-w_g, Cap-3_g et Cap-4_g) peuvent varier librement à cause de la rotation pure que subit le fût du cône.

La phase de fonçage de la sonde penchée :

Le décollement des capteurs du coté droit du cône persiste dans une partie de cette étape. Ainsi les capteurs Cap-1_d, Cap-2_d, cap-w_d et Cap-4_d rentrent en contact avec le sol, respectivement pour les profondeurs de fonçage suivantes : $D = 13.2$ cm, $D = 17.6$ cm, $D = 19.7$ cm, et $D = 24.3$ cm. À partir de ces profondeurs, les capteurs droits enregistrent des pressions croissantes. Les profils des pressions de contact en fonction des profondeurs de fonçage sont dessinés aux figures suivantes : Figure 7-14, Figure 7-15, Figure 7-16, Figure 7-17 et Figure 7-18.

7.12.2.2.1 Conclusions et discussions des résultats

Il a été démontré par la présente simulation que l'essai au cône effilé instrumenté numéro 1 est hautement sensible à l'inclinaison de la sonde. Même une inclinaison d'un degré (tel que simulée ici) peut causer une dispersion énorme des pressions de contact mesurées. À titre d'exemple, et pour une profondeur de fonçage d'un mètre, les différences entre les pressions de contact prédites par les capteurs des deux cotés sont les suivantes :

$$CPRESS(Cap-1_g) - CPRESS(Cap-1_d) = 334.4 \text{ kPa};$$

$$CPRESS(Cap-2_g) - CPRESS(Cap-2_d) = 368.64 \text{ kPa};$$

$$CPRESS(Cap-w_g) - CPRESS(Cap-w_d) = 377.28 \text{ kPa};$$

$$CPRESS(Cap-3_g) - CPRESS(Cap-3_d) = 411.52 \text{ kPa}; \text{ et}$$

$$CPRESS(Cap-4_g) - CPRESS(Cap-4_d) = 424.23 \text{ kPa}.$$

Ces chiffres montrent que cette différence de pression de contact croît avec la position X indiquée à la Figure 5-3 du chapitre 5. Pour une position X donnée, cette différence sera notée $(CPRESS_g - CPRESS_d)_X$.

Il est à noter que le cône numéro 2 a été modifié à partir du cône effile numéro 1 dans le but d'améliorer l'interprétation de l'essai. La modification majeure suggérée a été d'augmenter son élanement, ce qui veut dire une augmentation de la limite de la position X . D'après le dernier résultat, on a trouvé que $(CPRESS_g - CPRESS_d)_X$ croît avec X , or X peut atteindre de plus grandes valeurs dans le cas du cône-2 que dans le cas du cône-1 (le cône-2 est plus élané que le cône-1), et par suite, l'erreur introduite dans la mesure des pressions dans le cas de la sonde inclinée, est plus importante dans le cas du cône-2 que dans le cas du cône-1. Conséquemment, on déduit que l'essai ISCT-2 est plus sensible aux déviations verticales angulaires que l'essai ISCT-1. Ici, encore, on voit que la modification du cône numéro 1 était inappropriée.

Finalement, et d'après la théorie d'interprétation de l'essai ISCT, les valeurs des pressions de contact utilisées pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé à partir d'un diagramme $CPRESS - \ln(\Delta V/V)$, doivent être issues d'un essai effectué avec une sonde qui pénètre d'une façon parfaitement verticale, ce qui est, peut-être, difficilement réalisable sur un chantier.

Intuitivement, la première idée que peut avoir un chercheur pour remédier à cette anomalie, c'est d'implanter les capteurs de pressions d'une façon symétrique, c'est-à-dire d'instrumenter le cône-1 avec cinq capteurs de chaque côté distribués symétriquement autour de l'axe de symétrie de la sonde. À ce moment, la pression de contact utilisée pour le calcul de la résistance au cisaillement non drainé peut être approximée par la moyenne des deux pressions mesurées par les deux capteurs (gauches et droites). Cette dernière suggestion peut améliorer légèrement la situation si et seulement si la rotation de la sonde s'effectue uniquement autour

d'un axe perpendiculaire passant par le point de référence et perpendiculaire au plan contenant les capteurs suggérés. Si la rotation de la sonde s'effectue autour d'un axe arbitraire passant par RP et parallèle au plan XZ (Figure 7-8), on s'attend à des pressions de contact prédites différentes de celles trouvées dans cette étude (Figure 7-14, Figure 7-15, Figure 7-16, Figure 7-17 et Figure 7-18). Il est clair qu'une méthode corrective des pressions de contact mesurées servant à déduire les pressions de contact issues d'un cas axisymétrique, semble être compliquée à établir.

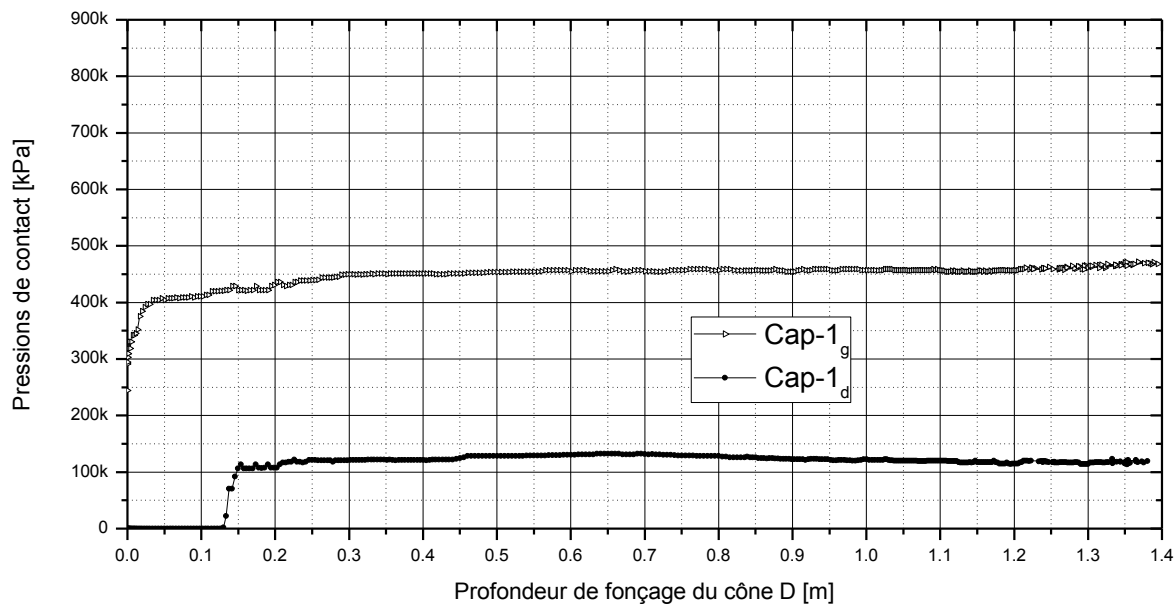


Figure 7-14 : Pressions de contact prédites par le capteur numéro 1 en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale.

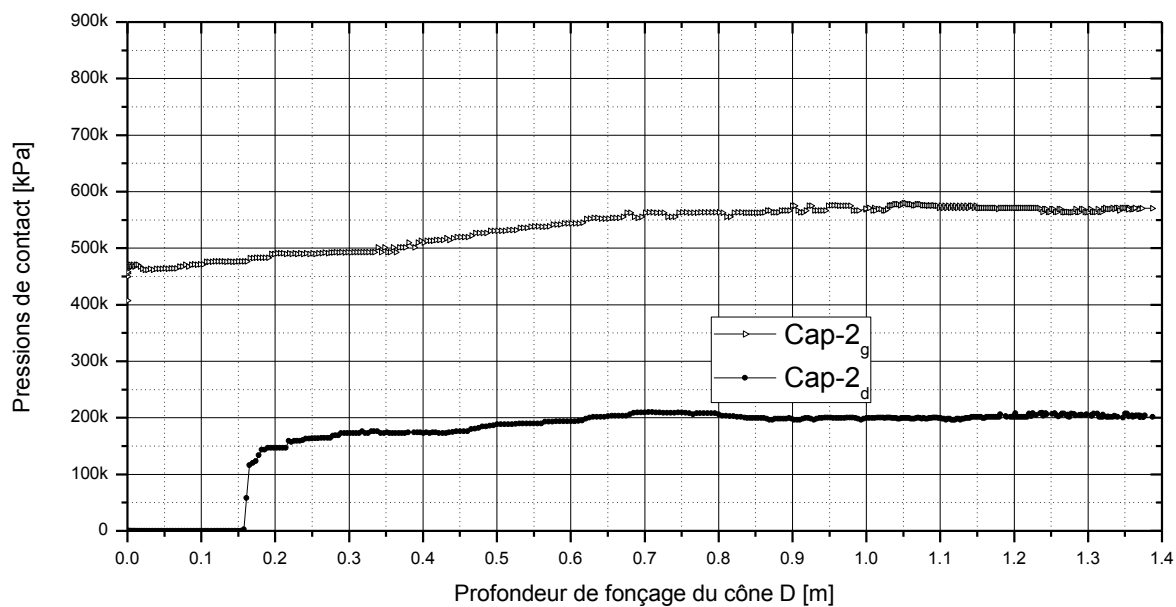


Figure 7-15 : Pressions de contact prédites par le capteur numéro 2 en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale.

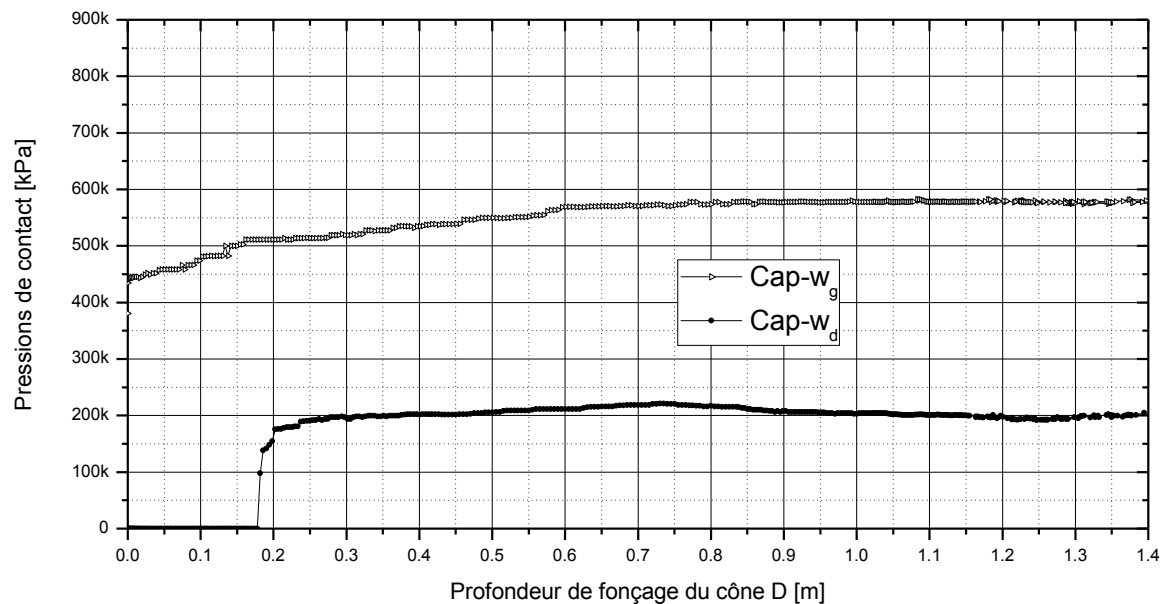


Figure 7-16 : Pressions de contact prédites par le capteur Cap-w en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale

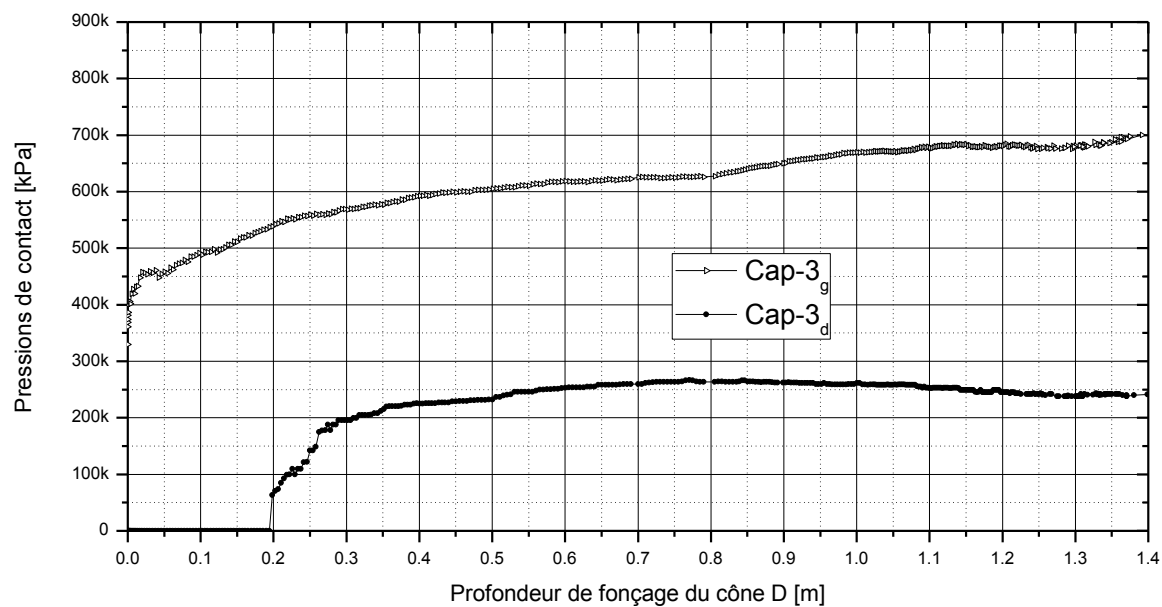


Figure 7-17 : Pressions de contact prédites par le capteur numéro 3 en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale.

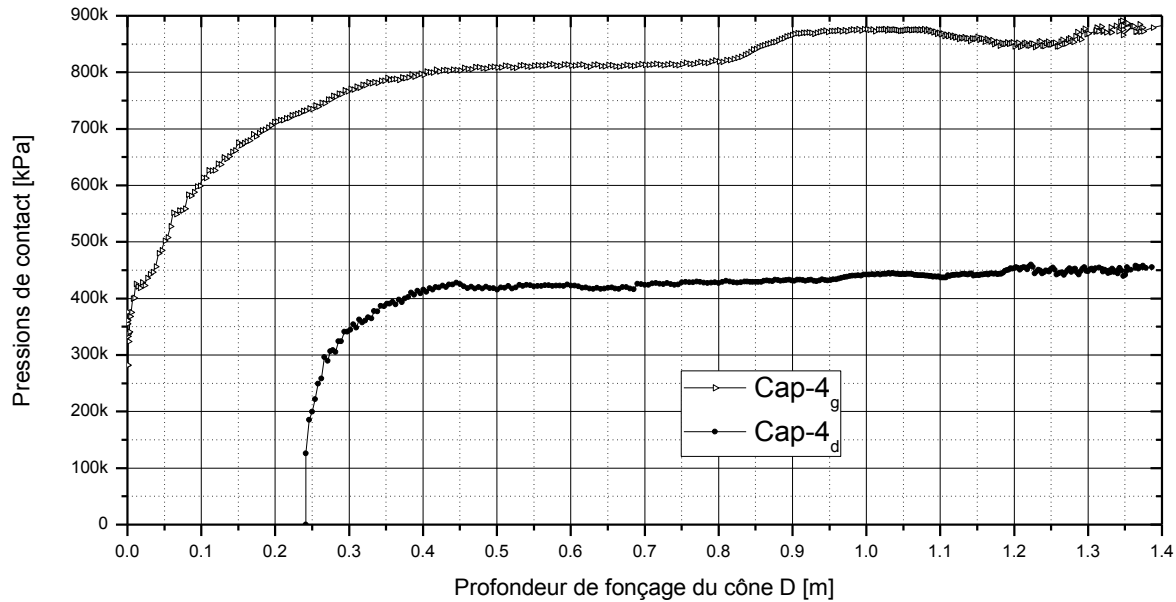


Figure 7-18 : Pressions de contact prédites par le capteur numéro 4 en fonction de la profondeur de fonçage de la sonde inclinée d'un degré par rapport à la verticale.

7.12.2.3 Validation et discussion de l'analyse quasi statique - Bilan énergétique

D'après la première loi de la thermodynamique, on a que le taux de changement par rapport au temps de l'énergie cinétique et de l'énergie interne d'un corps⁷⁹ est égale à la somme du taux du travail effectué par la surface et les forces volumique⁸⁰. Ceci peut être formulé (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b) de la façon suivante :

$$\frac{d}{dt} \int_V \left(\frac{1}{2} \rho v \cdot v + \rho U \right) dV = \int_S v \cdot t dS + \int_V f \cdot v dV \quad (7.15)$$

où :

ρ est la densité courante,

⁷⁹ for a fixed body of material

⁸⁰ Body force

v est le vecteur vitesse,

U est l'énergie interne par unité de masse,

t est le vecteur de traction de surface, et

n est le vecteur normal sur la frontière S

En utilisant le théorème de Gauss avec $t = \sigma \cdot n$ sur la surface frontière du matériau (σ étant un tenseur symétrique), on peut développer le premier terme du côté droit de l'équation (7.15) :

$$\begin{aligned} \int_S v \cdot t dS &= \int_V \left(\frac{\partial}{\partial x} \right) \cdot (v \cdot \sigma) dV \\ &= \int_V \left[\left(\frac{\partial}{\partial x} \cdot \sigma \right) \cdot v + \frac{\partial v}{\partial x} : \sigma \right] dV \\ &= \int_V \left[\left(\frac{\partial}{\partial x} \cdot \sigma \right) \cdot v + \dot{\varepsilon} : \sigma \right] dV \end{aligned} \quad (7.16)$$

avec

$$\frac{\partial v}{\partial x} : \sigma = \dot{\varepsilon} : \sigma$$

où $\dot{\varepsilon}$ est le tenseur du taux de deformation. En substituant l'équation (7.16) dans l'équation (7.15), on a :

$$\frac{d}{dt} \int_V \left(\frac{1}{2} \rho v \cdot v + \rho U \right) dV = \int_V \left[\left(\frac{\partial}{\partial x} \cdot \sigma + f \right) \cdot v + \sigma : \dot{\varepsilon} \right] dV \quad (7.17)$$

D'autre part, l'équation de mouvement de Cauchy s'écrit :

$$\frac{\partial}{\partial x} \cdot \sigma + f = \rho \frac{dv}{dt} \quad (7.18)$$

En substituant l'équation (7.18) dans l'équation (7.17), on a :

$$\begin{aligned}
\frac{d}{dt} \int_V \left(\frac{1}{2} \rho v \cdot v + \rho U \right) dV &= \int_V \left(\rho \frac{dv}{dt} \cdot v + \sigma : \dot{\varepsilon} \right) dV \\
&= \int_V \left[\frac{d}{dt} \left(\frac{1}{2} \rho v \cdot v \right) + \sigma : \dot{\varepsilon} \right] dV
\end{aligned} \tag{7.19}$$

d'où on dérive l'équation de l'énergie :

$$\rho \frac{dU}{dt} = \sigma : \dot{\varepsilon} \tag{7.20}$$

L'intégration de l'équation (7.20) donne :

$$\int_0^t \left(\int_V \sigma : \dot{\varepsilon} dV \right) dt = \int_V \rho U dV + U_0 \tag{7.21}$$

où U_0 est l'énergie interne au temps initial $t = 0$. L'intégration de l'équation (7.15) par rapport au temps donne :

$$\int_V \frac{1}{2} \rho v \cdot v dV + \int_V \rho U dV = \int_0^t \dot{E}_{WF} d\tau + \text{constante} \tag{7.22}$$

ou bien

$$E_K + E_U = \int_0^t \dot{E}_{WF} d\tau + \text{constante} \tag{7.23}$$

dans laquelle, on a :

$$\dot{E}_{WF} = \int_S v \cdot t dS + \int_V f \cdot v dV \tag{7.24}$$

Cette dernière fonction désigne le taux du travail effectué sur le corps par les forces externes et par les forces de frottement de contact entre les surfaces en interaction. L'énergie cinétique du corps est définie par :

$$E_K = \int_V \frac{1}{2} \rho v \cdot v dV \tag{7.25}$$

et E_U est définie par :

$$E_U = \int_V \rho U dV = \int_0^t \left(\int_V \sigma : \dot{\varepsilon} dV \right) d\tau - U_0 \quad (7.26)$$

La contrainte σ peut être décomposée en deux termes, c.-à.-d., $\sigma = \sigma^c + \sigma^v$. σ^c est la contrainte qui dérive de l'équation constitutive du matériau sans effets de dissipation visqueux, et σ^v est la contrainte visqueuse. Dans ce cas, E_U peut être décomposée de la façon suivante :

$$\begin{aligned} E_U &= \int_0^t \left(\int_V \sigma : \dot{\varepsilon} dV \right) d\tau \\ &= \int_0^t \left[\int_V (\sigma^c + \sigma^v) : \dot{\varepsilon} dV \right] d\tau \\ &= \int_0^t \left(\int_V \sigma^c : \dot{\varepsilon} dV \right) d\tau + \int_0^t \left(\int_V \sigma^v : \dot{\varepsilon} dV \right) d\tau \\ &= E_I + E_v \end{aligned} \quad (7.27)$$

où E_v est l'énergie dissipée par les effets visqueux, et E_I est l'énergie interne.

Le taux de déformation peut être décomposé comme suit : $\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} + \dot{\varepsilon}^{cr}$, où $\dot{\varepsilon}^{el}$, $\dot{\varepsilon}^{pl}$, et $\dot{\varepsilon}^{cr}$ sont respectivement les taux de déformations élastiques, plastiques, et le fluage. Dans ces conditions, l'énergie interne peut s'écrire (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b) :

$$\begin{aligned} E_I &= \int_0^t \left(\int_V \sigma^c : \dot{\varepsilon} dV \right) d\tau \\ &= \int_0^t \left(\int_V \sigma^c : \dot{\varepsilon}^{el} dV \right) d\tau + \int_0^t \left(\int_V \sigma^c : \dot{\varepsilon}^{pl} dV \right) d\tau + \int_0^t \left(\int_V \sigma^c : \dot{\varepsilon}^{cr} dV \right) d\tau \\ &= E_s + E_p + E_c \end{aligned} \quad (7.28)$$

où E_s est l'énergie de déformation élastique appliquée, E_p est l'énergie appliquée par plasticité, et E_c est l'énergie dissipée par les déformations dépendantes du temps (c.-à.-d., fluage, gonflement, et viscoélasticité).

Pour que les résultats d'une analyse quasi statique soient plausibles, il faut s'assurer que les effets des forces d'inertie ne sont pas dominants. Les données sortantes des énergies sont

particulièrement importantes pour vérifier la précision de la solution de l'analyse explicite. Généralement, dans une analyse quasi statique, la surveillance de la variation de l'énergie cinétique est primordiale, car elle aide à évaluer si les résultats demeurent précis et représentatifs quand l'analyse en question est accélérée.

Dans une solution quasi statique, l'énergie cinétique (ALLKE) du corps déformable (c.-à.-d., le sol dans ce cas) ne doit pas dépasser une petite fraction, typiquement de 5% à 10% de la valeur de son énergie interne (ALLIE), ceci dans la majorité de la durée du processus. Cette dernière recommandation est proposée par (ABAQUS 2008 d). Par suite, on doit avoir tout au long du processus de pénétration :

$$\frac{ALLKE}{ALLIE} \leq 0.1 \quad (7.29)$$

Le rapport ALLKE/ALLIE (en pourcentage) du sol en fonction du temps est dessiné à la Figure 7-19, ceci pour les deux étapes successives de l'analyse (c.-à.-d. la phase d'inclinaison de durée $T = 0.834$ s et la phase de pénétration profonde penchée de durée $T = 8$ s). Un agrandissement de cette dernière figure montre le ratio ALLKE/ALLIE (%) versus temps pour l'étape de rotation pure (Figure 7-20).

Le rapport ALLKE/ALLIE évalué pour l'étape de rotation pure, montre une oscillation qui décroît de façon monotone, pour se stabiliser autour d'une valeur quasiment nulle et qui sera conservée pour le restant de la simulation. Ce même type de comportement a été trouvé par Radampola (2006). D'après cet auteur, ce type de fluctuation initial est dû essentiellement à l'accélération du processus.

Walker et Yu (2006), en simulant le cône statique avec Abaqus/Explicit, ont imposé une faible surcharge à la surface du sol, dans un but de stabiliser la solution, et probablement pour réduire les fluctuations initiales déjà mentionnées. Dans tous les cas, dans leur article, rien n'a été mentionné sur les énergies de leur système étudié.

Une simulation portant sur le formage des métaux, intitulée « Forming a channel with Abaqus/Explicit » a été effectuée avec Abaqus/Standard et dont la solution détaillée a été rédigée dans (ABAQUS 2008 c). À partir de cet exemple résolu, l'auteur de cette thèse a pris le soin de

vérifier l'historique (déduite des données sortantes d'Abaqus/Explicit) du rapport ALLKE/ALLIE. Ici, même cette fluctuation initiale de ce rapport est présente et une forme similaire de la courbe (ALLKE/ALLIE) dans la phase initiale a été trouvée. Dans cet exemple, il est bien noté que les résultats obtenus par Abaqus/Explicit engendrent significativement plus de bruis de fond (dans le langage d'Abaqus « noise ») que ceux obtenus par Abaqus/Standard. Ceci est dû principalement au fait qu'Abaqus/Explicit simule une réponse quasi statique, alors qu'Abaqus/Standard résout les équations de l'équilibre statique.

À titre d'exemple, le rapport ALLKE/ALLIE prend les valeurs de 136.12 %, 62.63 %, 20.99 %, 9.43 %, 0.128 % respectivement pour 0.00472810138 s, 0.0900193419 s, 0.156120053 s, 0.206645843 s et 0.834 s.

La Figure 7-21 montre que dans la dernière première phase de l'analyse (c.-à.-d., la translation verticale de la sonde selon une amplitude régulière), le rapport (ALLKE/ALLIE) présente un maximum sensiblement égal à 0.12 % pour $t = 0.834$ s (ce temps correspond à la fin de l'étape de rotation et au début de la phase de translation). À partir de ce point, la courbe décroît d'une façon monotone avec le temps jusqu'à la fin de la simulation, au point (8.834 s, 0.0117 %). La valeur moyenne du rapport ALLKE/ALLIE dans la phase de pénétration est évaluée à 0.016793 %. Ici, on se rend compte que la simulation reste sûrement dans des conditions quasi statiques puisque le rapport en question est largement inférieur à 10 %, ce qui est la valeur requise pour conserver des conditions quasi statiques pendant la pénétration.

Finalement, on peut dire que, globalement, le sol maintient un ratio ALLKE/ALLIE inférieur à 5 % pendant la majeure partie du processus. Conséquemment, cette analyse simule des conditions de pénétration quasi statiques.

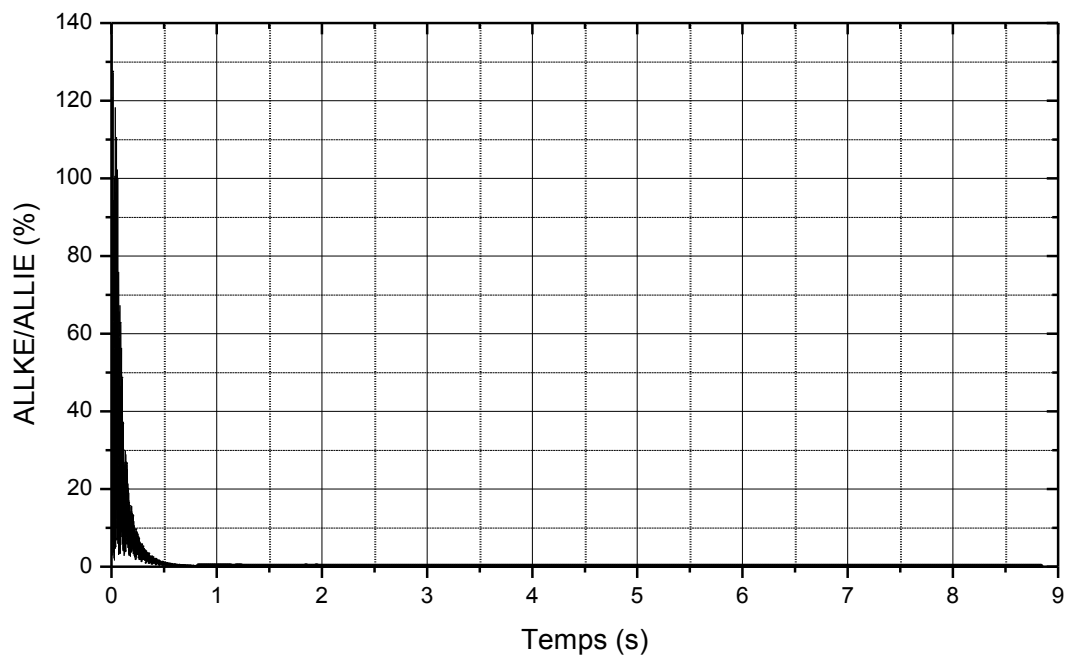


Figure 7-19 : Historique du rapport (énergie cinétique)/(énergie interne) prédit du sol. Cas de la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

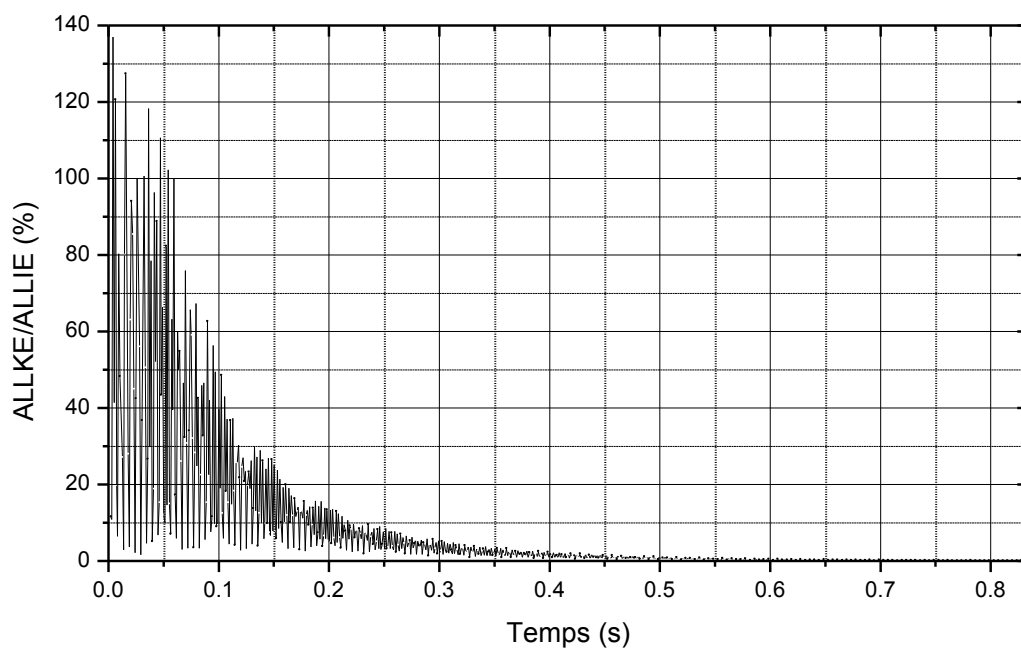


Figure 7-20 : Agrandissement de l'historique du rapport (énergie cinétique)/(énergie interne) prédit du sol. Cas de la phase de rotation pure dans la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

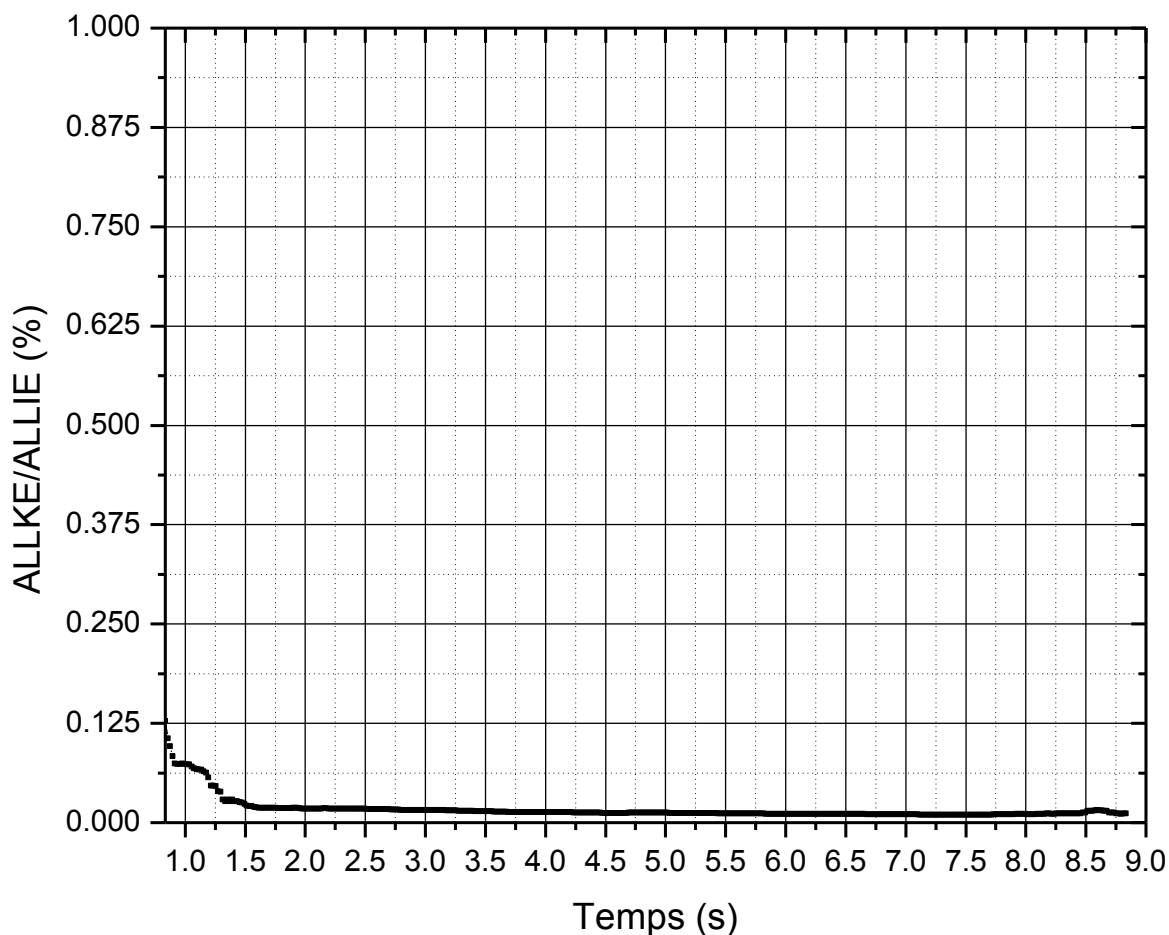


Figure 7-21 : Historique du rapport (énergie cinétique)/(énergie interne) prédit du sol. Étape de la pénétration penchée de la sonde, cas de la simulation exp_ale_adap (C-1, quasi-statique, Mises, $\Theta = 0.0$, pesant).

7.12.3 Remarques

Il est à prévoir que l'augmentation du temps de la simulation des deux étapes (rotation suivie de la pénétration) a comme effet de diminuer les pressions de contact et la force de fongage du cône. Plus le temps de simulation augmente, plus on tend vers une réponse purement statique, car une réponse statique est une réponse à long terme. Bien sûr, l'augmentation de ce temps induit certainement un temps de résolution plus important. Dans la simulation étudiée, a dû limiter la profondeur du trou pilote et accélérer le processus d'une façon artificielle pour diminuer le temps de résolution de l'application.

CHAPITRE 8 SYNTHÈSE SUR L'ESSAI AU CÔNE EFFILÉ INSTRUMENTÉ, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

8.1 Récapitulation et conclusions

Des simulations des essais ISCT-1 et ISCT-2 ont été effectuées dans un homogène (c.-à.-d., ayant des propriétés mécaniques constantes) et dans des conditions axisymétriques et non drainées. Les analyses des processus de pénétrations profondes ont été menées avec la méthode des éléments finis, dans le cas d'une axisymétrie géométrique et de chargement (Chapitre 5) et dans un cas tridimensionnel (Chapitre 7). Pour les capteurs installés sur les cônes 1 et 2, les profils des pressions de contact (*CPRESS*) versus la profondeur de fonçage (*D*) et/ou déformations volumétriques ont été établis, et ce pour différentes contraintes d'adhérence. Dans ce qui suit, on récapitule les principaux résultats trouvés dans cette thèse.

Simulation de l'essai ISCT-1

La validité de l'hypothèse de substitution de la contrainte radiale par la pression de contact a été discutée quantitativement. En effet, pour l'ISCT-1, il a été trouvé que la pression radiale S_{11} appliquée sur la paroi de la cavité peut être approximée par la pression totale de contact mesurée par les capteurs (*CPRESS*), en admettant une légère erreur. L'erreur relative $(S_{11}-CPRESS)/S_{11}$ commise en adoptant cette approximation est de l'ordre de 4.6 %. Ce dernier résultat correspond au cône effilé numéro 1 soumis à une adhérence supérieure et foncé à une profondeur de 7.78 m dans un sol pesant.

Suite à la validation de cette dernière hypothèse, on a procédé à l'étude la dépendance de la méthode d'interprétation de l'essai ISCT de l'adhérence du sol sur les cônes. Conséquemment, une étude paramétrique a été effectuée dans le but d'étudier la sensibilité de l'essai ISCT (cônes 1 et 2) à la variation de la contrainte d'adhérence appliquée sur les fûts des cônes. Les principales conclusions peuvent brièvement être récapitulées comme suit :

D'un point de vue qualitatif, les analyses de l'essai ISCT-1 ont permis de conclure que la zone plastique développée dans le sol se rétrécit, quand l'adhérence appliquée sur le fût du cône

diminue. De plus, à partir de ces analyses, on a trouvé que les capteurs Cap-1, Cap-2, Cap-w, et Cap-3 sont légèrement sensibles à la variation de la contrainte d'adhérence et vont se comporter d'une façon similaire. On peut noter que la pression de contact ressentie par un de ces capteurs décroît très légèrement quand la contrainte d'adhérence appliquée sur la surface latérale du cône croît de 0 à $0.43 k$ (k étant la résistance au cisaillement non drainé).

Par contre, le capteur supérieur (Cap-4) du cône ISC-1 est considéré comme le plus sensible à la variation de la contrainte d'adhérence. Ce capteur va se comporter d'une manière différente de celle des autres capteurs. En effet, la pression de contact ressentie par ce capteur décroît légèrement quand la contrainte d'adhérence appliquée sur la surface latérale du cône décroît de $0.43 k$ à 0.

La valeur absolue (d_{Θ}) de la différence entre les pressions de contact extrêmes ($CPRESS|_{\Theta=0}$ et $CPRESS|_{\Theta=0.43}$), ainsi que la variation relative de la pression de contact (ε_{CPRESS}) dues à la variation de l'adhérence des capteurs du ISC-1, pour une profondeur de fonçage de 6 m, sont montrées au Tableau 8-1.

Tableau 8-1 : Variabilité des pressions de contact des capteurs du ISC-1.

	Position du capteur (X mm)	$d_{\Theta} = CPRESS _{\Theta=0} - CPRESS _{\Theta=0.43} $	ε_{CPRESS}
Cap-1	89 mm	7.32 kPa	1.3 %
Cap-2	140 mm	10 kPa	1.7 %
Cap-w	165.5 mm	10.92 kPa	1.75 %
Cap-3	191 mm	27.2 kPa	4.13 %
Cap-4	242 mm	44.5 kPa	6.2 %

Une analyse du mode de déformation basée sur les déplacements radiaux de la cavité a été menée, pour une profondeur de fonçage du cône $D = 4.15$ m. Les déplacements radiaux de la cavité en aval et en amont du cône passant, ont été étudiés. D'après la théorie de l'expansion de

cavité cylindrique (infiniment longue), tous les éléments discrétisant le sol doivent se déplacer dans le sens de la contrainte radiale appliquée sur la paroi de la cavité. Cette dernière hypothèse semble être violée par les résultats trouvés à partir de la simulation Sim 5-1 : Std_adap (C-1, statique, Mises, $\Theta = 0.43$, pesant) car :

- a) La cavité en amont du cône passant subit une expansion non uniforme dans le voisinage du cône et une contraction non uniforme dans la partie éloignée de ce dernier. Cette contraction est maximale au fond du trou pilote où on observe à partir du maillage déformé, une poussée du sol empilé vers l'intérieur du trou pilote ; et
- b) La cavité en aval du cône passant subit une expansion non uniforme. Le maillage déformé montre une légère accumulation du sol derrière le cône.

Dans le cas d'une interface lisse, les courbes de pressions de contact versus les profondeurs de fonçage du ISC-1 pour les capteurs 3 et 4, peuvent se croiser en un point critique (DIP), et à une profondeur critique (DID). De plus, cette profondeur DID semble diminuer lorsque la contrainte d'adhérence décroît. Ce résultat met en défaut la théorie courante d'interprétation du cône effilé numéro 1, qui est basée sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique. Dans un sol non pesant, les pressions de contact (*CPRESS*) versus la profondeur de fonçage du cône (*D*) atteignent un régime stationnaire où les *CPRESS* ne varient plus avec les *D*. Il a été trouvé (paragraphe 5.8.1.4) qu'une des raisons de l'existence de la profondeur DID et du point DIP est due à l'effet du poids propre, qui n'est pas pris en compte dans la théorie d'interprétation de l'essai ISCT.

L'excès de force de fonçage (par rapport à la force correspondant à une interface lisse) nécessaire pour réaliser l'expansion continue du trou pilote, avec une contrainte d'adhérence $\tau_{\text{int}} = 0.43 \times k$ (ou même, $\tau_{\text{int}} = 0.35 \times k$ ou $\tau_{\text{int}} = 0.25 \times k$), est substantiel.

L'augmentation de la valeur du module d'Young causera une augmentation importante du confinement du cône qui se traduit par une augmentation directe des pressions de contact entre la surface latérale de la sonde rigide et le sol.

Le modèle tridimensionnel d'Abaqus/explicit utilisé au chapitre 6 a servi à déterminer l'erreur commise avec l'essai ISCT-1, lorsqu'il est éventuellement réalisé avec une sonde légèrement inclinée. On a supposé que pour un même niveau de déformation (c.-à.-d., position X dans la Figure 5-3), un capteur peut être implanté à gauche (Cap-1_g, Cap-2_g, Cap-w_g, Cap-3_g et Cap-4_g) ou à droite (Cap-1_d, Cap-2_d, Cap-w_d, Cap-3_d et Cap-4_d) par symétrie autour de l'axe du cône respectivement. Tous ces capteurs sont situés dans un même plan de rotation vertical. Les cinq fuseaux des courbes *CPRESS* versus *D* ont été déterminés, c.-à.-d. (*CPRESS*(Cap-1_g) et *CPRESS*(Cap-1_d) versus *D*), (*CPRESS*(Cap-2_g) et *CPRESS*(Cap-2_d) versus *D*), (*CPRESS*(Cap-w_g) et *CPRESS*(Cap-w_d) versus *D*), (*CPRESS*(Cap-3_g) et *CPRESS*(Cap-3_d) versus *D*) et (*CPRESS*(Cap-4_g) et *CPRESS*(Cap-4_d) versus *D*). Il a été démontré que le fonçage du ISC-1 avec une inclinaison d'un degré peut fausser les pressions de contact. Ainsi, pour une profondeur de fonçage du ISC-1 d'un mètre, les différences entre les pressions de contact prédites par les capteurs des deux côtés sont les suivantes $CPRESS(Cap-1_g) - CPRESS(Cap-1_d) = 334$ kPa, $CPRESS(Cap-2_g) - CPRESS(Cap-2_d) = 368$ kPa, $CPRESS(Cap-w_g) - CPRESS(Cap-w_d) = 334.4$ kPa, $CPRESS(Cap-3_g) - CPRESS(Cap-3_d) = 411$ kPa et $CPRESS(Cap-4_g) - CPRESS(Cap-4_d) = 424$ kPa. Il est à conclure que l'essai ISCT-1 est très sensible aux déviations verticales angulaires de la sonde, voir à la verticalité du trou pilote. Il est à prévoir que cette sensibilité devrait être plus prononcée dans le cas de l'essai ISCT-2, car ce dernier est plus élancé que le ISC-1. De ce qui précède, il semble que l'essai doit se faire avec une très haute précision, ce qui rend son utilisation très délicate.

Simulation de l'essai ISCT-2

En simulant l'essai ISCT-2 avec différentes contraintes d'adhérence, et grâce à la nouvelle forme géométrique du cône ISC-2, il a été trouvé que :

a) les pressions de contact prédites par les cinq capteurs deviennent maintenant insensibles à la variation de la contrainte d'adhérence appliquée sur la surface latérale du ISC-2;

- b) les profils $CPRESS$ versus D pour les capteurs Cap-1, Cap-2 et Cap-3 sont superposés. Ces trois capteurs sont implantés dans une zone équipressiométrique et peuvent être remplacés par un capteur unique implanté entre les capteurs 1 et 3; et
- c) pour les cinq capteurs, le fuseau des courbes $CPRESS-D$ devient divergent. Cette nouvelle forme géométrique du ISC-2 a réussi à éliminer le chevauchement de ces courbes. Ce résultat est observable jusqu'à une profondeur de neuf mètres.

Dans le cas d'un matériau dont le comportement dépend du taux de déformation, on a étudié l'effet de la vitesse de fonçage sur les pressions de contact prédites pour les capteurs du ISC-2. Dans l'essai ISCT-2, il a été trouvé que la vitesse de fonçage de 2 cm/s avec laquelle est réalisé l'essai semble être adéquate, car le rapport $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$ (la pression de contact normalisée par rapport à la pression de contact statique) reste inférieur à 1.17, ceci pour les cinq capteurs. Par contre, pour $v_f = 5 \text{ cm/s}$ et $v_f = 8 \text{ cm/s}$, $CPRESS_{v_f} / CPRESS_{statique}$ peut atteindre respectivement 1.26 et 1.32 pour les capteurs 1 et 2. Ces deux dernières valeurs peuvent surestimer les pressions de contact. C'est la raison pour laquelle les vitesses de fonçage supérieures à 2 cm/s sont déconseillées.

L'allure des courbes quasi pressiométriques, c.-à.-d., $CPRESS$ versus $\ln(\Delta V/V)$ déterminées à partir des simulations des essais ISCT-1 et ISCT-2, est différente de celle qu'on obtient lors de l'expansion d'une cavité cylindrique. L'allure d'une courbe quasi pressiométrique (ISCT-1 et ISCT-2) ne présente pas une partie suffisamment linéaire pour permettre de déduire la résistance au cisaillement non drainé, tout comme dans un cas d'une expansion purement pressiométrique. Ceci montre que la théorie d'expansion des cavités cylindriques ne peut être applicable dans le cas de l'essai ISCT (1 et 2).

8.2 Évaluation des cônes effilés numéros 1 et 2

Le cône numéro 2 a été modifié à partir du cône numéro 1 en augmentant son élanement et en modifiant son angle d'effilement (c.-à.-d., passage d'un angle de deux angles à deux angles successifs de un et deux degrés). Cette modification a réussi à : a) rendre la pression de contact

quasi indépendante de l'adhérence, ce qui n'était pas le cas avec le cône-1, et b) corriger le comportement du capteur de rive (Cap-4 dans le cône-1) en supprimant le chevauchement des courbes *CPRESS-D*. Malgré ces avantages, les capteurs 1, 2 et 3 implantés sur le fût de la sonde modifiée, doivent se réduire à un capteur unique.

En se basant sur ces résultats, il reste à vérifier si une modification de la géométrie du cône effilé 1 ou 2, et si une nouvelle distribution des capteurs, peut rendre les profils quasi pressiométriques superposables à ceux dérivés d'une expansion pressiométrique.

Une comparaison des propriétés des deux cônes basée sur les résultats trouvés peut être résumée et est présentée au Tableau 8-2.

Tableau 8-2 : Comparaisons des propriétés des cônes effilés numéros 1 et 2.

ISC-1	ISC-2
Pour les capteurs 1, 2 et 3, <i>CPRESS</i> varie légèrement avec l'adhérence, alors que pour le capteurs 4, elle varie plus.	Pour tous les capteurs, la pression de contact est quasi indépendante de l'adhérence.
Chevauchement des courbes <i>CPRESS-D</i> et présence du point DIP	Pas de chevauchement des courbes <i>CPRESS-D</i> , car le fuseau de ces courbes est divergent.
	Les capteurs 1, 2 et 3 sont implantés dans une zone d'égales pressions et doivent être remplacés par un capteur unique.
La théorie de l'expansion de la cavité cylindrique ne peut être utilisée pour l'interprétation de l'essai.	

Finalement, il est à conclure que l'utilisation de la théorie d'expansion des cavités cylindriques pour interpréter les essais ISCT-1 et ISCT-2, semble ne pas donner de bons résultats.

8.3 Recommandations pour travaux futurs

L'étude numérique de l'essai au cône effilé instrumenté a été abordée pour la première fois dans cette thèse. Vue la complexité du sujet traité, on n'a pas été capable de couvrir tous les

aspects du comportement du sol soumis à cet essai. Cependant, les résultats trouvés dans ce travail, peuvent être utiles pour poursuivre des recherches plus poussées dans le domaine des essais aux cônes effilés. En fait, pour une meilleure compréhension, il est recommandé de compléter l'analyse de cet essai en orientant les recherches futures vers les aspects qui n'ont pas couverts par la présente étude. Ces aspects sont résumés comme suit :

1- L'effet de l'anisotropie de la résistance au cisaillement non drainé : il serait intéressant de simuler les essais aux cônes effilés instrumentés en adoptant pour le sol, le modèle de plasticité anisotrope de Hill (1950).

2- Dans la présente étude, les simulations des essais ISCT ont été effectuées pour un sol ayant un module d'élasticité de Young et une résistance au cisaillement, constants avec la profondeur. Cette limitation, qui est due aux propriétés physico-chimiques du sol fortement surconsolidé de Mascouche, ne peut donner une idée précise des courbes quasi pressiométriques dans un cas général. Il serait intéressant d'examiner le cas de la résistance au cisaillement non drainé (S_u) et d'un module d'Young non drainé (E_u) qui augmentent avec la profondeur du sol. Pour ce dernier cas, et à titre d'exemple, on peut adopter une distribution linéaire de S_u et de E_u avec la profondeur du sol.

3- Le remaniement du trou pilote : Dans les simulations effectuées dans cette thèse, il a été supposé que le trou pilote a été foré sans induire un remaniement dans le sol, voir au voisinage de la cavité. Probablement, cette hypothèse mérite un examen plus approfondi, surtout quand il s'agit des argiles sensibles de la mer Champlain. Il est recommandé de simuler l'essai ISCT tout en tenant compte du remaniement causé par le forage de l'avant-trou. Plusieurs études ont démontré que dans les argiles sensibles, le passage répété d'un outil comme les tubes Shelby utilisés pour le forage de l'avant-trou, pouvait remanier le sol sur une épaisseur de quelques centimètres, c.-à.-d., l'épaisseur impliquée dans la sollicitation causée par le fongage subséquent du cône effilé. On peut toujours supposer que le sol remanié (par l'outil de forage), se trouve à l'intérieur d'un anneau cylindrique. La surface intérieure de cet anneau est celle du trou pilote, alors que la surface extérieure sépare le sol remanié du sol intact. À l'intérieur de cet anneau

cylindrique, la résistance au cisaillement non drainé du sol remanié devrait être bien inférieure à celle du sol intact. L'effet de ce remaniement sur les pressions de contact prédites et sur l'allure des courbes pressiométriques pourrait être analysé, ceci à chaque profondeur de fonçage.

4- L'effet de la variation de la température du sol sur les essais ISCT : L'effet de la température sur les propriétés mécaniques des argiles a été démontré par plusieurs auteurs (voir par exemple Boudali, 1995). Il est à prévoir que résistance au cisaillement non drainé d'un le sol argileux va diminuer quand la température du sol augmente. Cette diminution a pour conséquence de réduire les pressions de contact entre le sol et la sonde lors d'un essai ISCT. Conséquemment, les pressions de contact appliquées sur la surface du cône seront modifiées ainsi que les courbes quasi pressiométriques. Il est alors à recommander de simuler les essais ISCT en tenant compte de cet effet.

5- Il est recommandé de simuler l'essai au cône effilé instrumenté en utilisant une analyse qui couple les contraintes effectives aux pressions interstitielles. Le comportement mécanique du sol peut obéir par exemple au modèle du Cam clay modifié, ou bien au modèle de Drucker-Prager modifié/Cap. Théoriquement, dans une telle simulation, la surface du trou pilote qui n'est pas en interaction avec la surface du cône, constitue une surface de suintement (surface drainante à l'air libre). Sur cette dernière surface, les pressions interstitielles demeurent nulles. Il est bon de mentionner que la simulation du contact cône-argile avec une surface de suintement n'est pas supportée par la version d'Abaqus/Standard utilisée dans cette thèse. La difficulté principale de cette simulation réside dans le fait qu'on a des conditions aux frontières des pressions interstitielles variables. En effet, la pression interstitielle imposée en un point donné appartenant au trou pilote est nulle tant que ce point ne rentre pas en contact avec la surface du cône. Dès que ce point rentre en contact avec le cône passant, la pression interstitielle en ce point sera modifiée. Probablement, que ce problème complexe de conditions aux frontières variables, peut être résolu en faisant des hypothèses sur les pressions interstitielles sur la surface du trou pilote.

Cette dernière analyse (si elle est possible) permet d'identifier l'historique des contraintes effectives et des pressions interstitielles du début du fonçage jusqu'une profondeur donnée. À

cette dernière profondeur, la simulation de l'essai de déformations maintenues peut être possible. Dans ce dernier cas, tous les déplacements du cône sont empêchés, alors que les pressions interstitielles (et subséquemment les contraintes effectives) varient avec le temps jusqu'à atteindre un régime d'écoulement quasi stationnaire.

6- La profondeur du sol modélisé dans le chapitre 5 a été limitée à neuf mètres. Conséquemment, le modèle n'a pas permis l'examen du mode de déformation qui peut avoir lieu pour des profondeurs plus importantes (ex., de quarante jusqu'à soixante mètres). Ceci permettrait d'avoir une idée claire et précise du mode de fermeture éventuel du trou pilote et d'établir les courbes des pressions de contact versus déformations volumétriques et/ou profondeurs de fonçage de la sonde. L'accomplissement de cette tâche nécessiterait l'utilisation d'un super ordinateur qui peut effectuer l'application en un temps raisonnable.

À la lumière des résultats obtenus dans cette thèse, on a une meilleure compréhension du comportement du cône effilé instrumenté. Il est maintenant clair que la construction d'une nouvelle sonde conique effilée numéro 3 (ISC-3), qui a la capacité de caractériser le sol en fonçage continu, et en se basant sur la théorie de l'expansion de la cavité cylindrique, semble compliquée mais possible. Il est fortement recommandé de poursuivre les recherches sur le cône effilé instrumenté, cette fois en orientant les axes de la recherche en se basant sur les résultats trouvés dans cette thèse. Ceci veut dire que la sonde ISC-3 pourra être construite en modifiant : a) la forme géométrique de la sonde, b) la distribution des capteurs sur la surface latérale du ISC-3, et c) apporter une méthode de correction des pressions de contact dans le cas d'un fonçage avec une sonde légèrement inclinée. Dans ce qui suit, on peut donner des directives utiles pour atteindre ce but.

La forme de la nouvelle sonde proposée : Il est proposé que la nouvelle géométrie du ISC-3 soit construite à partir du cône-1 (ayant un angle d'effilement de deux degrés), car les courbes dites quasi pressiométriques déduites d'un essai ISCT-1 sont plus proches des vraies courbes pressiométriques que celles déduites d'un essai ISCT-2. Toutefois, une augmentation de l'élancement du cône-1 est à suggérer, c.-à.-d., avoir $X_{\text{cône-3}} \geq 340.0 \text{ mm} > 277.0 \text{ mm}$ dans la

Figure 5-3 du chapitre 5, où 340.0 mm et 277.0 mm sont respectivement les hauteurs des cônes ISC-1 et ISC-2. Il semble que ceci a comme effet de réduire la sensibilité du capteur de rive à la variation de la contrainte d'adhérence.

L'ajout d'un cinquième capteur de pression totale : Puisque la hauteur du cône proposé doit augmenter au delà de 277 mm, il est toujours avantageux d'augmenter le nombre des capteurs implantés sur la surface de la nouvelle sonde. L'ajout des capteurs servira à tracer la courbe pressiométrique avec plus de points, ce qui facilite la déduction de la résistance au cisaillement non drainé à partir de la courbe pressiométrique.

La redistribution des capteurs de pression totale : Puisque la sensibilité d'un capteur supérieur à la variation de la contrainte d'adhérence, augmente quand ce capteur s'approche de la rive arrière du cône (ex. Cap-4 du cône-1, qui est implanté à une position $X = 242$ mm), il semble approprié d'augmenter la distance qui sépare la distance du capteur 4 de cette rive. Ceci veut dire qu'il faut avoir $X_{\text{cône-3}} - X_{\text{Cap-sup}} \gg 340.0 \text{ mm} - 270.4 \text{ mm} = 69.6 \text{ mm}$, où : $X_{\text{Cap-sup}}$ est la nouvelle position du capteur supérieure dans le ISC-3 (voir Figure 5-3 du chapitre 5), 340 mm est la hauteur du ISC-2 et 270.4 mm n'est autre que la position d'implantation du capteur supérieur du ISC-2. Probablement, la nouvelle position de Capteur supérieur aidera à éviter le chevauchement des courbes des pressions de contact versus la profondeur de fonçage.

Une fois les courbes dites quasi pressiométriques de $CPRESS - \log(\Delta V/V)$ déterminées à partir d'une simulation avec ISCT-3, il faut sélectionner les points alignés (si cet alignement existe) de façon à trouver la résistance au cisaillement non drainé. À partir des valeurs de $\Delta V/V$ de ces points, on peut déterminer les positions correspondantes, c.-à.-d., $X_{\text{Cap-1}}, X_{\text{Cap-2}}, \dots$ (Figure 5-3 du chapitre 5). Ainsi, on a la nouvelle distribution des capteurs du ISCT-3

Finalement, il est toujours possible d'élaborer une nouvelle méthode d'interprétation de l'essai au cône effilé instrumenté. Cette nouvelle méthode (qui est différente de la théorie d'interprétation actuelle de ce cône) peut être établie en se basant sur les simulations effectuées dans cette thèse.

BIBLIOGRAPHIE

- Aas, G. (1965). Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain on Measured Values of In-Situ Shear Strength of Clays. *Proceedings of 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal*.(Vol. I, pp. 141-145).
- Abu-Farsakh, M. (1997). *Coupled Field Equations for Saturated Soils and its Application to Piezocone Penetration and Shield Tunneling*. Ph. D. thesis, Louisiana State University.
- Abu-Farsakh, M., Tumay, M., & Voyiadjis, G. (2003). Numerical Parametric Study of Piezocone Test in Clay. *International Journal of Geomechanics*, 3(2), 170-181.
- Alberto, J., & Santoyo, E. (1973). Long Term Behavior of Mexico City Clay. *8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.(Vol. 1, pp. 1-9).
- American Petroleum Institute. (1984). *API Recommended Practice for Planning, Designing and construction Fixed Offshore Platforms*. API, Washington, D.C.
- Aubeny, C. P. (1992). *Rational Interpretation of In-Situ Tests in Cohesive Soils*. Ph. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- Baguelin, F., Jezequel, J. F., Mee, E. L., & Mehaute, A. L. (1972). Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 98(11), 1129-1142.
- Baguelin, F., Jezequel, J. F., & Shields, D. H. (1978). *The Pressuremeter and Foundation Engineering* (1^{er} éd.). Clausthal, Germany: Trans Tech Publications.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S., & Pasqualini, E. (1986). Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers. *In-Situ 86 ASCE Speciality Conference on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, VA*.(Vol. 6, pp. 431): Geotechnical Special Publication, ASCE.

- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M., & Lo Presti, D. F. C. (1989). Modulus of sand from CPTs and DMTs. *12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro*.(Vol. 1, pp. 165-170): Balkema Pub., Rotterdam.
- Barentsen, P. (1936). Short Description of a Field Testing Method with a Cone Shaped Apparatus. *1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, U.S.A.*(Vol. 1).
- Bathe, K. J. (1990). *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*: Prentice Hall, Inc., New Delhi, India.
- Bathe, K. J. (1996). *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. New Delhi, India: Prentice Hall Inc.
- Begemann, H. K. S. (1953). Improved Method of Determining Resistance to Adhesion by Sounding Through a Loose Sleeve Placed Behind the Cone. *3rd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich*.(Vol. 1, pp. 213-217).
- Benoît, J., Atwood, M. J., Findlay, R., C., & Hilliard, B. D. (1995). Evaluation of Jetting Insertion for Self-boring Pressuremeter. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 22-39.
- Benson, D. J. (1992). Momentum Advection on a Staggered Mesh. *Journal of Computational Physics*, 100, 143–162.
- Berg, P. v. d. (1994). *Analysis of Soil Penetration*. Ph.D. thesis, Delft university of Technology.
- Berre, T., & Bjerrum, L. (1973). Shear Strength of Normally Consolidated Clays. *8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou*.(Vol. 1, pp. 39-49).
- Bisconti, G., & Pestana, J. M. (2001). Influence of Peripheral Velocity on Vane Shear Strength of an Artificial Clay. *ASTM. Geotechnical Testing Journal*, 24(4), 423-429.

- Bishop, R. F., Hill, R., & Mott, N. F. (1945). The Theory of Indentation and Hardness Tests. *Proc. Phys. Soc.*(Vol. 57, pp. 147-159).
- Bjerrum, L., Simons, N., & Toblaa, I. (1958). The Effect of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay. *Proceedings of Conference on Earth Pressure Problems, Brussels.*(Vol. 1, pp. 148-158).
- Boudali, M. (1995). *Comportement Tridimensionnel et Visqueux des Argiles Naturelles*. Ph.D. thesis, Université Laval, Laval.
- Cadling, L., & Odenstad, S. (1950). The Vane Borer: An Apparatus for Determining the Shear Strength of Clay Soils Directly in the Ground. *Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings.*(Vol. 2, pp. 1-87).
- Carter, J. P., Booker, J. R., & Yeung, S. K. (1986). Cavity Expansion in Cohesive Frictional Soils. *Geotechnique*, 36(3), 349-358.
- Casagrande, A., & Shannon, W. L. (1949). Strength of Soils under Dynamic loads. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 114, 755-772.
- Chen, W. F., & Han, D. J. (1988). *Plasticity for Structural Engineers*. New York: Springer-Verlag.
- Cook, R. D. (1995). *Finite Element Modeling for Stress Analysis*: John Willey & Sons, Inc.
- Das, B. M. (1993). *Principles of Soil Dynamics*. Boston, MA: Pws-Kent Publishing.
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2008a). *Analysis User's Manual for Abaqus Version 6.8*. Providence, RI, USA.
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2008b). *Abaqus Theory Manual, Version 6.8*. Providence, RI.
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2008c). *Getting Started with Abaqus Version 6.8 (Interactive Edition)*. Providence, RI.

- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2008d). *Getting Started with Abaqus Version 6.8 (Keywords Edition)*. Providence, RI.
- De Ruiter, J. (1971). Electric Penetrometer for Site Investigations. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 97(2), 457-472.
- Delft Laboratory of Soil Mechanics. (1936). The Predetermination of the Required Length and the Prediction of the Toe Resistance of Piles. *1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass.*
- Desai, C. S., Zaman, M. M., Lightner, J. G., & Siriwardance, H. J. (1984). Thin Layer Element for Interface and Joints. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 8, 19-43.
- Douglas, B. J., & Olsen, R. S. (1981). Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer *ASCE Proceedings of Conference on Cone Penetration Testing and Experience, St-Louis*.(pp. 209-227): Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers (ASCE).
- El-Husseini, B. (1999). *Influence de l'elancement du pressiomètre sur la pesure des propriétés de résistance et de déformation des argiles en conditions non drainées*. M.A.Sc thesis, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Gibson, R. E., & Anderson, M. F. (1961). In Situ Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter. *Civil Engineering and Public Works Review*, 1, 615-618.
- Goodman, R. E., Taylor, R. L., & Brekke, T. L. (1968). A Model for the Mechanics of Jointed Rock. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 94, 19-43.
- Halwachs, J. E. (1972). *Analysis of Sediment Shear Strength at Varying Rates of Shear*. (U.S. Naval Academy Trident Scholar Project Report, TSPR No. 28, 24pp).
- Hamouche, K. K. (1995). *Comportement des argiles sollicitées horizontalement*. Ph.D. thesis, Université Laval, Laval.

- Hashash, Y. (1992). *Analysis of Deep Excavation in Clay*. Ph.D. thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- Henderson, G., Smith, P. D. K., & St. John, H. D. (1980). The Development of the Push-in Pressuremeter for Offshore Site Investigations. *SUT Conf. on Offshore Site Investigation*.(pp. 159-167).
- Hight, D. W. (1983). *Laboratory Investigation of Sea Bed Clays*. Ph.D. thesis, Imperial College, London, U. K.
- Hill, R. (1950). *The Mathematical Theory of Plasticity*: Oxford University Press, London.
- Hughes, T. J. R. (2000). *The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*. NY: Dover publications.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., & Germaine, J. T. (1985). New Developments in Field and Laboratory Testing in Soils *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*.(Vol. 1, pp. 57-153).
- Japp, R. D. (1967). *An Investigation of the Dynamic Behaviour of Inelastic Materials*. Ph.D. thesis, McGill University.
- Johnson, G. R., & Cook, W. H. (1983). A Constitutive Model and Data for Metals Subjected to Large Strains, High Strain Rates, and High Temperatures. *7th International Symposium on Ballistics, The Hague, Netherlands*.(pp. 541-547).
- Katona, M. G. (1983). A Simple Contact-Friction Interface Element with Applications to Buried culverts. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 7, 371-384.
- Kjekstad, O., Lunne, T., & Clausen, C. J. F. (1978). Comparison Between In situ Cone Resistance and Laboratory Strength for Overconsolidated North Sea Clays. *Marine Geotechnology*, 3(1), 23-36.

- Ladanyi, B. (1972). In-Situ Determination of Undrained Stress-strain Behavior of Sensitive Clays with the Pressuremeter. *Canadian Geotechnical Journal*, 9, 313-319.
- Ladanyi, B., & Guichaoua, A. (1985). Bearing Capacity and Settlement of Shaped Piles in Permafrost. *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Calif.*(Vol. 1, pp. 1421-1427).
- Ladanyi, B., & Longtin, H. (2005). Short-and long-term sharp cone tests in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 136-146.
- Ladanyi, B., Longtin, H., & Ducharme, A. (2000). Use of the Sharp Cone Test for In-Situ Determination of Undrained Shear Strength of Clay. *Innovations and Applications in Geotechnical Site Characterization, Geo-Denver 2000.*(pp. 94-105).
- Ladanyi, B., Mchayleh, J., & Ducharme, A. (1995). A Continous Pressuremeter Test Based on the <<Sharp Cone>> Principle. *The Pressuremeter and its New Avenues, 4th Inter. Symp. on Pressuremeters, Sherbrooke, Qc.*(pp. 185-192): Ballivy Ed.
- Ladanyi, B., & Sgaoula, J. (1992). Sharp Cone Testing of Creep Properties of Frozen Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 757-764.
- Ladanyi, B., & Talabard, P. (1989). Sharp Cone Testing of Frozen Soils and Ice. *5th International Conference on Cold Regions Engineering, St-Paul, Minnesota.*(pp. pp. 282-296).
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., & Poulos, H. G. (1977). Stress-Deformation and Strength Characteristics. State-of-art-report. *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.*(Vol. 2, pp. 421-494).
- Ladd, C. C., Germaine, J., Baligh, M., & Lacasse, S. (1980). *Boring Pressuremeter Tests in Boston Blue Clay.* (Interim Report, FHWA/RD80/052).
- Ladd, C. C., Williams, C. E., Connell, D. H., & Edgers, L. (1972). *Engineering Properties of Soft Foundation Clays at Two South Louisiana Levee Sites.* (Research Report No. R72-26). Tiré de Massachusetts Institute of Technology.

- Law, K. T., & Eden, W. J. (1985). Effects of Soil Disturbance in Pressuremeter Tests. *Updating Subsurface Sampling of Soils and In-Situ Testing, American Society of Civil Engineers, 3-8 January 1982, Santa Barbara, California.*(pp. 291-303): Engineering Foundation, New York.
- Lefebvre, G., & LeBoeuf, D. (1987). Rate Effects and Cyclic Loading of Sensitive Clays. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 113*(5), 476-489.
- Legaspi, J., D. E. (1996). *Finite Element Analyses to Predict the Performance of Shallow Foundations on Clay*. Ph. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Leite, M. H., Ladanyi, B., & Gill, D. E. (1993). Determination of Creep Parameters of Rocksalt by Means of an In-Situ Sharp Cone Test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 30*, 219-232.
- Liyanapathirana, D. S. (2009). Arbitrary Lagrangienne Eulerian Based Finite Element Analysis of Cone Penetration in Soft Clay. *Computers and Geotechnics, 36*, 851-860.
- Lo, K. Y., & Morin, J. P. (1972). Strength Anisotropy and Time Effects of Two Sensitive Clays. *Canadian Geotechnical Journal, 9*(3), 261-277.
- Longtin, H. (2003). *Caractérisation des sols argileux au moyen du cône effilé instrumenté* M. Sc. A., École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Lunne, T., & Kleven, A. (1981). Role of CPT in North Sea Foundation Engineering. *Session at the ASCE National Convention: Cone penetration Testing and Materials, St-Louis.*(pp. 76-107): American Society of Engineers (ASCE).
- Lunne, T., Robertson, P. K., & Powell, J. J. M. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice: Spon Press.
- Marchetti, S. (1980). In-Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT3*, 299-321.

- Mchayleh, J. (1994). *Détermination in-situ des propriétés mécaniques de l'argile par la méthode du cône effilé instrumenté*. M.A.Sc., École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Ménard, L. (1956). *An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place*. M.Sc. Thesis, University of Illinois, Urbana.
- Ménard, L. F. (1957). Mesures In-Situ des Propriétés Physiques des Sols. *Annales des Ponts et Chaussées*, 127(3), 357-377.
- Menétrey, P., & William, K. J. (1995). Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalisation. *ACI Structural Journal*, 92, 867-871.
- Palmer, A. C. (1972). Undrained Plane-Strain Expansion of a Cylindrical Cavity in Clay: a Simple Interpretation of the Pressuremeter Test. *Géotechnique*, 32, 420-427.
- Parry, R. H. G., Editor. (1972). *Stress-Strain Behaviour of Soils*: Foulis and Co., Henley, England.
- Pelletier, S. (2004). *Analyse d'essais pressiométriques en déchargement dans l'argile*. M.Sc. Thesis, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Perlow, M., & Richards, A. F. (1977). Influence of Shear velocity on Vane Shear Strength. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT1), 19-32.
- Plouffe, C. (1998). *Modélisation des interactions sol-outil de la charrue à versoirs avec la méthode des éléments finis*. Ph. D. thesis, Université Laval, Laval.
- Prapaharan, S., Chameau, J.-L., & Holtz, R. D. (1989). Effect of Strain-rate on Undrained Strength Derived from Pressuremeter Tests. *Geotechnique*, 39(4), 615-624.
- Prévost, J.-H. (1976). Undrained Stress-Strain-Time Behavior of Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 102(GT12), 1245-1260.
- Prévost, J.-H. (1979). Undrained Shear Tests on Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT1), 49-64.

- Radampola, S. S. (2006). *Evaluation and modeling performance of capping layer in rail track substructure*. Ph.D. thesis, Central Queensland University, Rockhampton, Queensland, Australia.
- Ravonison, N. M. (1998). *Semelle de labour: Étude du processus de formation par la MEF et design d'un système d'attelage déporté*. Ph. D. thesis, Université Laval, Laval.
- Richardson, A. M. (1963). *The Relationship of the Effective Stress-Strain Behavior of Saturated Clay to Rate of Strain*. D. Sc. thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- Richardson, A. M., & Whitman, R. V. (1963). Effect of Strain-Rate Upon Undrained Shear Resistance of a Saturated Remoulded Fat Clay. *Geotechnique*, 13(4), 310-324.
- Robertson, P. K., & Campanella, R. G. (1983). Interpretation of Cone Penetrometer Test: Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 718-733.
- Roy, M., & LeBlanc, A. (1988). The in-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane. In A. F. Richards (dir.), *Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies*. (pp. 117-128): AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, ASTM STP 1014.
- Schmertmann, J. H. (1983). Revised Procedure for Calculating K_0 and OCR from DMT with ID1.2 and which Incorporate the Penetration Force Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle. *DMT Workshop 16-18 March*.
- Schofield, A., & Wroth, C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*: McGraw-Hill, New York.
- Sharifounnasab, M., & Ullrich, R. C. (1985). Rate of Shear Effects on Vane Shear Strength. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 111(1), 135-139.
- Sheahan, T. C., Ladd, C. C., & Germaine, T. (1996). Rate-Dependent Undrained Shear Behavior of Saturated Clay. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 122(2), 99-108.

- Silvestri, V. (2001). Interpretation of Pressuremeter Tests in Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 1155-1165.
- Silvestri, V. (2003). Assessment of Self-Boring Pressuremeter Tests in Sensitive Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(2), 362-387.
- Silvestri, V. (2004). Disturbance Effects in Pressuremeter Tests in Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 738-759.
- Silvestri, V. (2006). Strain-Rate Effects in Self-Boring Pressuremeter Tests in Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 43, 915-927.
- Silvestri, V., & Abou-Samra, G. (2008). Analysis of Instrumented Sharp Cone and Pressuremeter Tests in Stiff Sensitive Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 957-972.
- Silvestri, V., & Abou-Samra, G. (2011). Application of the Exact Constitutive relationship of Modified Cam clay to the Undrained Expansion of a Spherical Cavity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35, 53-66.
- Skempton, A. W. (1948). Vane Tests in the Alluvial Plain of the River Forth Near Grangemouth. *Geotechnique*, 1(2), 111-124.
- Smith, A. D., & Richards, A. F. (1975). Vane Shear Strength at Two High Rotation Rates. *Civil Engineering in Oceans III, Newark, Delaware*. (Vol. 1, pp. 421-433).
- Susila, E. (2005). *Finite Element Simulation of the Cone Penetration Test in Uniform and Stratified Sand*. Ph.D. thesis, University of Michigan, Michigan.
- Sutabutr, T. (1999). *Analyses and Interpretation of Tapered Piezoprobe and Application to Offshore Pile Design*. Ph.D. thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- Teh, C. I. (1987). *An Analytical Study of the Cone Penetration Test* D. Phil. thesis, Oxford University.
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*: John Wiley & Sons, New York.

- Torstensson, B. A. (1977). Time-Dependent Effects in the Field Vane Test. *International Symposium on Soft Clay, Bangkok*.(pp. 387-397).
- Ukritchon, B. (1998). *Application of Numerical Limit Analyses for Undrained Stability Problems in Clay*. Ph. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Vaid, Y. P., & Campanella, R. G. (1977). Time-Dependent Behavior of Undisturbed Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103*(7), 693-709.
- Vesic, A. S. (1972). Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. *Journal of Soil Mechanics, ASCE, 98*, 265-290.
- Vesic, A. S. (1977). *Design of Pile Foundations, NCHRP Synthesis of Highway Practice 42*: Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- Walker, J., & Yu, H. S. (2006). Adaptive Finite Element Analysis of Cone Penetration in Clay. *Acta Geotechnica, 1*, 43-57.
- Washizu, K. (1982). *Variational Methods in Elasticity and Plasticity* (3^e éd.): Pergamon, Oxford.
- Wei, L. (2004). *Numerical Simulation and Field Verification of Inclined Piezocone Penetration Test in Cohesive Soils*. Ph.D. thesis, Louisiana State University.
- Wiesel, C. E. (1973). Some Factors Influencing in-Situ Vane Tests Results. *8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow*.(Vol. 1.2, pp. 475-479).
- Withers, N. J., Shapp, L. H. J., & Dalton, C. P. (1986). The Development of the Full Displacement Pressuremeter. *The Pressuremeter and its Marine Applications, ASTM STP 950, West Conshohocken, Pa.*(pp. 38-56).
- Wroth, C. P., & Huges, J. M. O. (1973). An Instrument for the In-Situ Measurement of the Properties of Soft Clays. *8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.(Vol. 1.2, pp. 487-494).

- Yao, M. (1996). *A Study of the Effect of Length to Diameter Ratio on the Results of Pressuremeter Tests*. M.Sc. Thesis, University of Oxford, London.
- Yong, R. N., & Japp, R. D. (1968). Stress-Strain Behavior of Clays in Dynamic Compression. *Vibration effects of earth-quakes on soils and foundations, ASTM STP 450*, 233-246.
- Yu, H. S. (1990). *Cavity expansion Theory and its Application to the Analysis of Pressuremeters*. D.Phil thesis, University of Oxford.
- Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (2000). *The Finite Element Method, Volume 1: The Basis*: Butterworth-Heinemann.
- Zuildberg, H. M., Schaap, L. H. J., & Beringen, F. L. (1982). A penetrometer for simultaneous measuring of cone resistance, sleeve friction and dynamic pore pressure *2nd International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-II, Amesterdam*.(Vol. 2, pp. 863-970): Balkema Pub., Rotterdam.

ANNEXES

ANNEXE-1 L'ÉLASTICITÉ POREUSE

Un modèle élastique poreux est valide pour des petites déformations élastiques (en principe inférieures à 5 %); il est isotrope, élastique, et non linéaire dans lequel la contrainte de pression varie comme une fonction logarithmique de la déformation volumique. Ce modèle permet une contrainte de tension limite élastique nulle ou non nulle et peut éventuellement dépendre de la température ou d'autres variables de champs.

Il est généralement admis que dans un milieu poreux, le changement de volume élastique est proportionnel au logarithme de la contrainte de pression. Sous forme différentielle, on peut écrire :

$$de^{el} = -\kappa d(\ln(p)) \quad \text{A-1}$$

où

e est l'indice des vides ;

κ est le module de compression logarithmique ; et

$p = -\frac{1}{3} \text{trace} \sigma = -\frac{1}{3} (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})$ est la contrainte de pression moyenne.

Dans la formule A-1, on a supposé que le matériau ne peut supporter des contraintes de traction.

Si la contrainte de tension (p_t^{el}) dans ce matériau n'est pas nulle, l'équation peut s'écrire sous une forme générale de la façon suivante :

$$de^{el} = -\kappa d(\ln(p + p_t^{el})) \quad \text{A-2}$$

Généralement, on admet que la compressibilité des grains solides est négligable et le changement de volume peut être décrit de la façon suivante :

$$J = \frac{1+e}{1+e_0} \quad \text{A-3}$$

où e_0 , e , et $1+e$ sont respectivement l'indice des vides initial, l'indice des vides courant, et le volume spécifique. Conventionnellement, et dans le domaine élastique, l'indice des vides sera noté par e^{el} . Dans ces conditions, on peut écrire :

$$J^{el} = \frac{1+e^{el}}{1+e_0} \quad A-4$$

En intégrant la relation A-2, on obtient l'expression du changement du volume élastique qui est écrite sous la forme :

$$\frac{\kappa}{(1+e_0)} \ln \left(\frac{p_0 + p_t^{el}}{p + p_t^{el}} \right) = 1 - J^{el} \quad A-5$$

où p_0 est la contrainte de pression moyenne initiale. Cette équation peut s'écrire de la façon suivante :

$$p = -p_t^{el} + (p_0 + p_t^{el}) \exp \left(\frac{1+e_0}{\kappa} (1 - \exp \varepsilon_{vol}^{el}) \right) \quad A-6$$

où ε_{vol}^{el} est la déformation volumique élastique (Figure A1. 1).

Le comportement élastique déviatorique peut être défini des deux façons suivantes:

- 1) En définissant le module de cisaillement G constant ; à ce moment la contrainte déviatorique sera déduite de la relation $S = 2Ge^{el}$, où e^{el} est la déformation élastique totale et $S = \sigma + pI$ est la contrainte déviatorique. Ici, S sera indépendante de la contrainte équivalente moyenne p ; et
- 2) En définissant le coefficient de Poisson ν ; le module de cisaillement instantané est par suite défini à partir du module de compression instantané et le coefficient de Poisson de la façon suivante :

$$G = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{2(1+\nu)\kappa} (p + p_t^{el}) \exp(\varepsilon_{vol}^{el}) \quad A-7$$

où $\varepsilon_{vol}^{el} \ln J^{el}$ est une mesure logarithmique du changement du volume élastique. Dans ce dernier cas, on a : $dS = 2Gde^{el}$. Ainsi, la rigidité élastique au cisaillement augmente quand le matériau poreux est compacté.

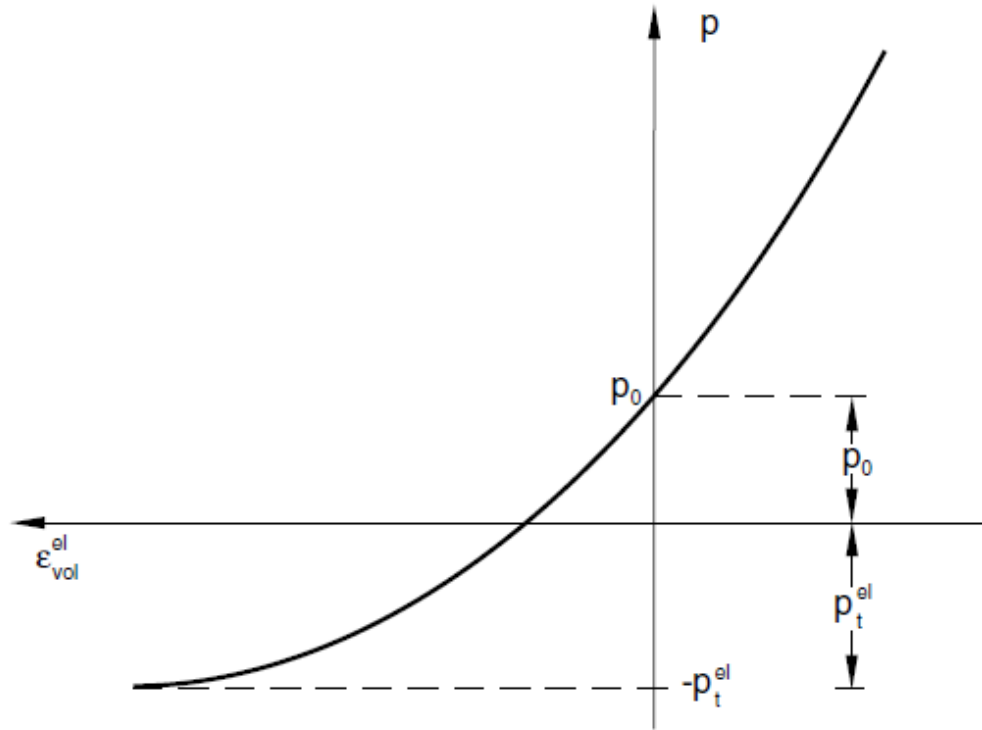


Figure A1. 1 : Comportement volumétrique dans le domaine élastique poreux (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

ABAQUS permet l'utilisation du modèle poreux élastique seul ou bien combiné : à un des modèles plastiques suivants : Drucker-Prager étendu ou Drucker-Prager modifié/ modèle Cap ou Cam clay modifié.

ANNEXE 2 LES MODÈLES PLASTIQUES

Les modèles plastiques qui sont soit indépendants ou dépendants du temps sont ceux dont la réponse constitutive ne dépend pas ou dépend du taux de déformation respectivement. Un sol contient une région qui agit d'une façon purement élastique dont la limite est définie par la relation :

$$f(\sigma, \theta, H_\alpha) < 0 \quad \text{B-1}$$

où θ est la température, et H_α désigne une série de paramètres d'écrouissage associée à un modèle plastique spécifié. Dans un cas parfaitement plastique, ces paramètres n'existent pas et la surface d'écoulement agit comme une surface limite. Pour les modèles de plasticité indépendants du temps, la fonction d'écoulement ne peut avoir une valeur strictement positive; tandis que ceci est possible pour les modèles plastiques dépendants du temps. Durant l'écoulement inélastique, les contraintes d'écoulement satisfont la relation $f = 0$ et la partie inélastique de la déformation est définie par la règle d'écoulement suivante :

$$d\varepsilon^{pl} = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad \text{B-2}$$

où $g(\sigma, \theta, H_\alpha)$ est le potentiel d'écoulement plastique, $d\lambda$ désigne un scalaire de proportionnalité dépendant de l'état de contrainte et de l'histoire de chargement. Un modèle plastique indépendant du temps dont la direction de l'écoulement a la même direction que la normale dirigée vers l'extérieur à la surface d'écoulement (c.-à.-d., équation B-3 où c est un scalaire), est appelé modèle écoulement associé plastique.

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma} = c \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad \text{B-3}$$

Modèles plastiques indépendants du taux de déformation

Le modèle de Drucker-Prager modifié/Cap

Le modèle de Drucker-Prager modifié/Cap intégré dans ABAQUS est conçu pour modéliser le comportement des géométraux pour lesquels la contrainte d'écoulement plastique dépend de la contrainte moyenne. Il est déduit du modèle plastique de Drucker-Prager en ajoutant une surface d'écoulement plastique appelée cap, ce qui fournit un mécanisme d'écrouissage qui permet de tenir compte du compactage plastique et aide à contrôler la dilatance quand le matériau est en état d'écoulement plastique. Dans Abaqus/Standard, il peut être utilisé pour simuler le fluage des matériaux présentant des déformations inélastiques à long terme à cause d'un mécanisme de fluage de cohésion dans la région plastique cisailée et un mécanisme de fluage de consolidation dans la région Cap.

Le modèle de Drucker-Prager modifié/Cap présente une surface d'écoulement plastique formée principalement d'une surface de rupture due au cisaillement et un Cap qui intercepte l'axe de la contrainte de pression équivalente moyenne (Figure A2. 1). Le modèle utilise un écoulement plastique associé dans la région Cap et un écoulement non associé dans les deux zones de ruptures (Figure A2. 1 :) : la surface de rupture due au cisaillement F_s et la surface de transition F_t (située entre le Cap et F_s). On suppose que le taux de déformation total se décompose de la façon suivante :

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^{el} + d\boldsymbol{\varepsilon}^{pl} + d\boldsymbol{\varepsilon}^{cr} \quad \text{B-4}$$

$d\boldsymbol{\varepsilon}$ est le taux de déformation totale, $d\boldsymbol{\varepsilon}^{el}$ est le taux de déformation élastique, $d\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}$ est le taux de déformation inélastique indépendant du temps, et $d\boldsymbol{\varepsilon}^{cr}$ est le taux de déformation inélastique dépendant du temps (c.-à.-d., fluage).

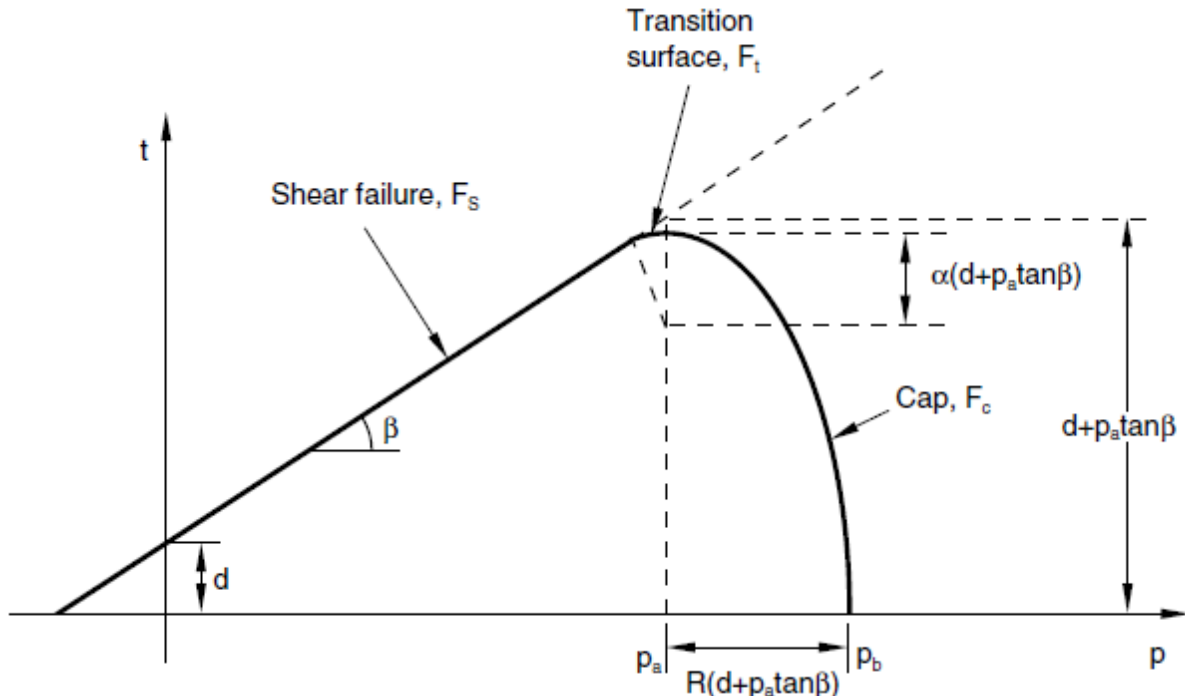


Figure A2. 1 : Le modèle Drucker-Prager modifié/Cap : Surfaces d'écoulement plastique dans le plan p-t (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Le comportement élastique : il peut être modélisé comme élastique linéaire ou bien en utilisant le modèle d'élasticité poreuse déjà décrit à l'annexe A. Il est à mentionner que l'utilisation de ces deux derniers modèles nécessite que les déformations restent petites (c.-à.-d., $< 5\%$). Si le fluage doit être pris en compte, le comportement élastique doit être modélisé comme linéaire.

Le comportement plastique : Les surfaces d'écoulement utilisées dans ce modèle peuvent être exprimées en termes de trois invariants de contraintes :

La contrainte de pression équivalente $p = -\frac{1}{3}\text{trace}(\sigma)$;

La contrainte équivalente de Mises $q = \sqrt{\frac{3}{2}(S:S)}$; et

le troisième invariant de la contrainte déviatorique $r = \left(\frac{9}{2} S : S : S \right)^{\frac{1}{3}}$

où S est le déviateur de contrainte défini tel que : $S = \sigma + pI$. La mesure de la contrainte déviatorique t est définie par la formule :

$$t = \frac{q}{2} \left[1 + \frac{1}{k} - \left(1 - \frac{1}{k} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right] \quad \text{B-5}$$

où $k(\theta, f^\alpha)$ est un paramètre matériel qui peut dépendre de la température θ et d'autres champs prédéfinis f^α , $\alpha = 1, 2, 3, \dots$. En tension uniaxiale, $r/q = 1$, par suite $t = q/k$. Dans le cas de la compression uniaxiale, $r/q = -1$ et $t = q$. Dans le cas où $k = 1$, la dépendance du troisième invariant de contrainte déviatorique est écartée; et le cercle de Mises est rétabli dans le plan déviatorique; dans ce dernier cas on a $t = q$.

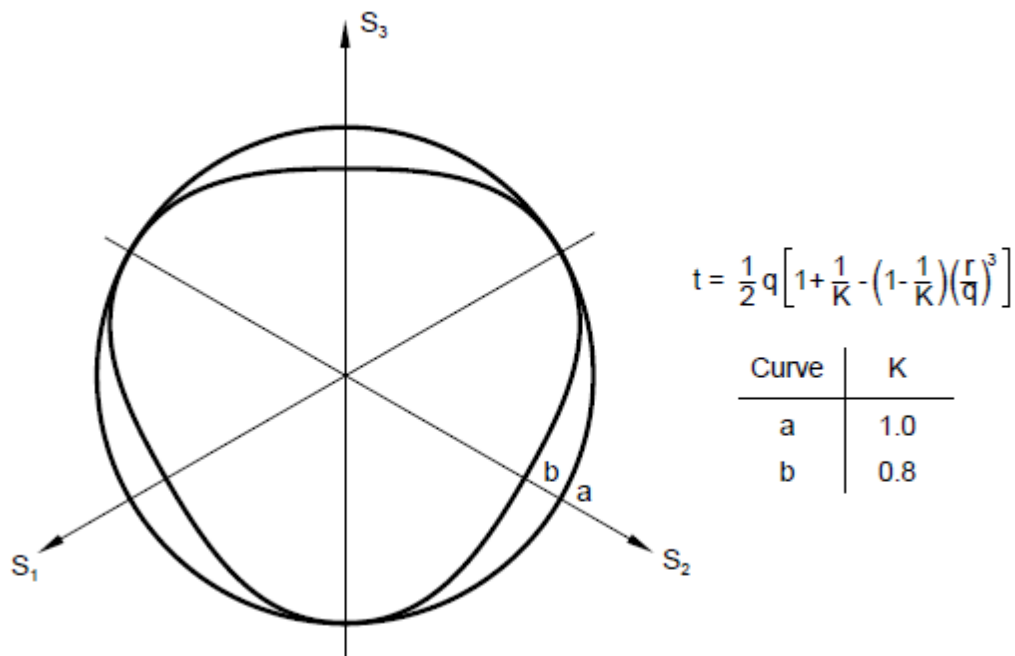


Figure A2. 2 : Surfaces d'écoulement typiques dans le plan déviatorique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

La Figure A2. 2 montre la forme de la surface d'état limite en fonction des paramètres k et t . Il est à noter la convexité de la surface d'état limite est assurée si la condition suivante est satisfaite : $0.778 \leq k \leq 1.0$. La surface d'écoulement plastique du modèle de Drager-Prager s'écrit de la façon suivante :

$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \quad \text{B-6}$$

où $\beta(\theta, f^\alpha)$ est l'angle de frottement du matériau et $d(\theta, f^\alpha)$ est la cohésion (Figure A2. 1).

La surface d'écoulement plastique Cap a une forme elliptique avec une excentricité constante dans le plan p - t . L'équation de cette surface s'écrit sous la forme :

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[\frac{Rt}{(1 + \alpha - \alpha / \cos \beta)} \right]^2} - R(d + p_a \tan \beta) = 0 \quad \text{B-7}$$

où $R(\theta, f^\alpha)$ est un paramètre du matériau qui contrôle la forme du Cap, le paramètre $\alpha(\theta, f^\alpha)$ est un petit nombre (0.01 jusqu'à 0.05) utilisé pour définir une surface de transition régulière entre les surfaces d'écoulement plastique F_s et F_c .

Le matériau subit un durcissement ou un ramollissement dépendamment de la déformation volumétrique plastique, c.-à.-d., le compactage volumétrique plastique (écoulement plastique sur la surface Cap) cause un durcissement⁸¹, tandis que la dilatation (écoulement plastique sur la surface de cisaillement) cause un ramollissement⁸².

La surface d'écoulement plastique correspondant à la zone de transition ainsi que la définition du paramètre p_a sont données par les deux formules suivantes :

$$F_t = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta} \right) (d + p_a \tan \beta) \right]^2} - \alpha(d + p_a \tan \beta) = 0 \quad \text{B-8}$$

⁸¹ Hardening.

⁸² Softening.

et

$$p_a = \frac{p_b - Rd}{(1 + R \tan \beta)} \quad \text{B-9}$$

La loi d'écrouissage/ramollissement est définie par l'utilisateur sous forme d'une fonction en segments linéaires (Figure A2. 3) reliant la contrainte d'écoulement de compression hydrostatique, p_b , et la déformation inélastique volumétrique correspondante (plastique et/ou fluage), $p_b = p_b(\varepsilon_{vol}^{in}, \theta, f^a)$ où $\varepsilon_{vol}^{in} = \varepsilon_{vol}^{pl} + \varepsilon_{vol}^{cr}$.

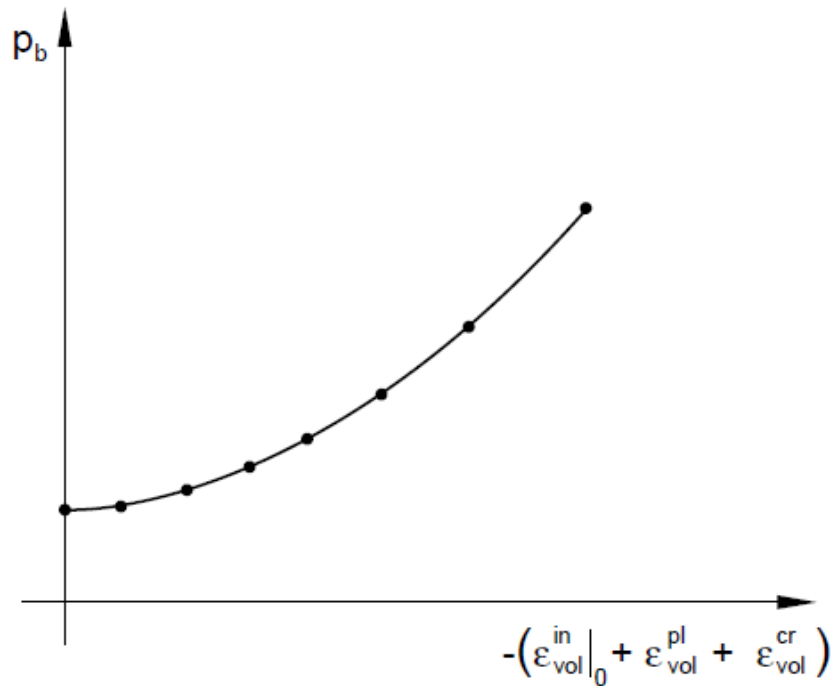


Figure A2. 3 : Écrouissage Cap typique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Règle d'écoulement⁸³ : L'écoulement plastique est défini par un potentiel d'écoulement qui est associé sur le Cap et non associé sur la surface d'écoulement plastique et sur les surfaces

⁸³ Flow rule.

d'écoulement plastiques de transition. La surface du potentiel d'écoulement dans le plan méridional p-t est montré à la Figure A2. 4, elle est formée d'une portion elliptique sur la région cap qui est identique à la surface d'écoulement plastique cap :

$$G_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha/\cos \beta} \right]^2} \quad \text{B-10}$$

et d'une autre portion elliptique dans les régions de rupture et de transition qui fournit la composante de l'écoulement non associé dans le modèle :

$$G_s = \sqrt{\left[(p_a - p) \tan \beta \right]^2 + \left[\frac{t}{1 + \alpha - \alpha/\cos \beta} \right]^2} \quad \text{B-11}$$

Les deux portions elliptiques, G_c et G_s , forment une surface du potentiel continue et régulière.

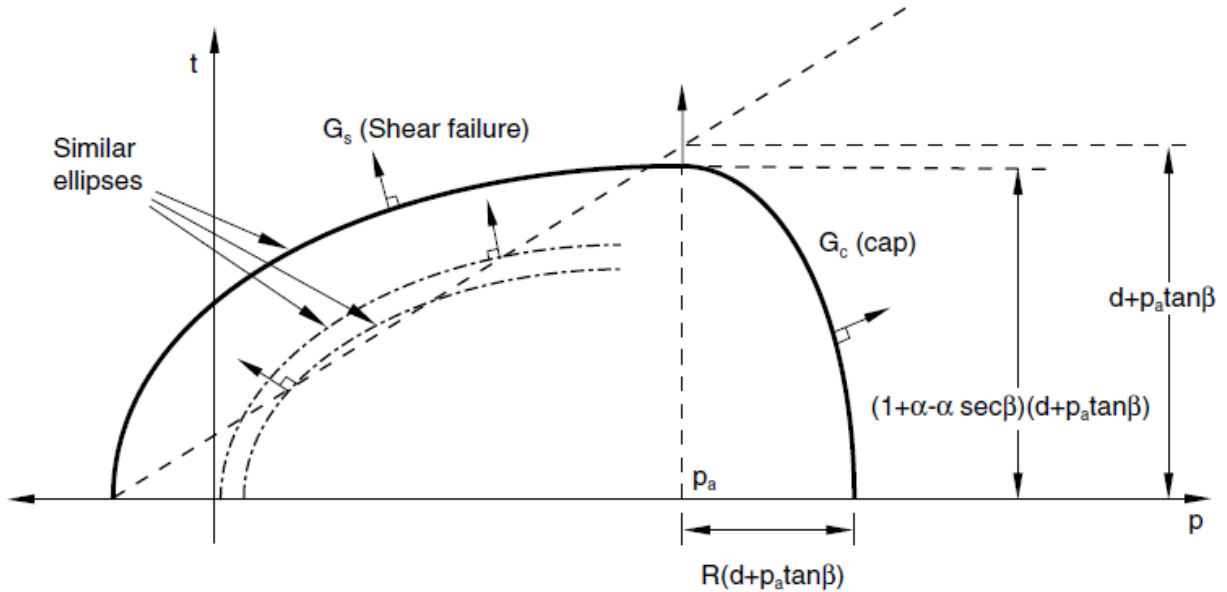


Figure A2. 4 : Modèle Drucker-Prager modifié/Cap: potentiel d'écoulement dans le plan p-t (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Le modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb (c.-à.-d, modèle intégré dans ABAQUS) suppose que la rupture est contrôlée par la résistance au cisaillement maximale et que la résistance au cisaillement à la rupture dépend de la contrainte normale. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb peut s'écrire de la manière suivante :

$$\tau = c - \sigma \tan \phi \quad \text{B-12}$$

où τ est la contrainte de cisaillement, σ est la contrainte normale, et ϕ est l'angle de frottement interne du matériau. La Figure A2. 5 représente le cercle de Mohr pour différents états de contraintes à la rupture. La ligne de rupture est la meilleure droite de tendance passant à travers ces points. À partir du cercle de Mohr, on peut déduire les relations suivantes :

$$\tau = s \cos \phi$$

$$\sigma = \sigma_m + s \sin \phi$$

En substituant τ et σ , le critère de Mohr-Coulomb peut s'écrire de la façon suivante :

$$s + \sigma_m \sin \phi - c \cos \phi = 0$$

où $s = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ est la résistance au cisaillement maximale qui est égale à la demi différence

entre la contrainte principale majeure et mineure et $\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ est la contrainte moyenne

des contraintes principales maximale et minimale. Par comparaison au critère de Drucker-Prager, le critère de Mohr-Coulomb suppose que la rupture se fait indépendamment de la contrainte intermédiaire. La ligne d'état limite dans le plan des contraintes déviatoriques est représentée à la Figure A2. 6. Le modèle intégré dans ABAQUS est une extension du critère de rupture classique de Mohr-Coulomb, c'est un modèle élastoplastique qui utilise une fonction d'écoulement de la forme Mohr-Coulomb et utilise un potentiel d'écoulement qui a une forme hyperbolique dans le plan méridional des contraintes et il ne présente pas des coins dans le plan déviatorique.

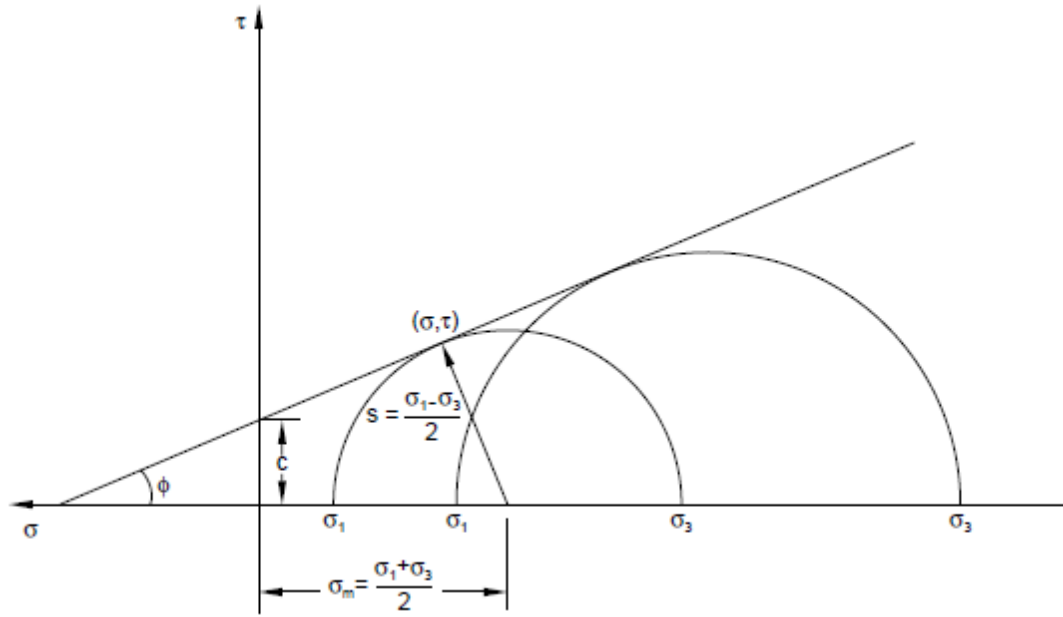


Figure A2. 5 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Le comportement élastique : le modèle suppose que dans la partie élastique, le matériau a un comportement linéaire et isotrope.

Le comportement plastique : L'équation de la surface d'écoulement plastique du critère de plasticité de Mohr-Coulomb peut être écrite en fonction des trois invariants de contrainte (p, q, r) de la façon suivante :

$$F = R_{mc} q - p \tan \phi - c = 0 \quad \text{B-13}$$

où :

$p = -\frac{1}{3} \text{trace}(\sigma)$ est la contrainte de pression équivalente (premier invariant) ;

$q = \sqrt{\frac{3}{2} (S : S)}$ est la contrainte équivalente de Mises et S est le déviateur de contrainte défini par :

$S = \sigma + pI$ (deuxième invariant) ; et

$r = \left(\frac{9}{2} S : S : S \right)^{\frac{1}{3}}$ qui est le troisième invariant de contrainte déviatorique.

Le paramètre $\phi(\theta, f^\alpha)$ est l'angle de frottement interne du matériau dans le plan méridional de contraintes, où θ est la température et $f^\alpha, \alpha = 1, 2, \dots$ sont d'autres variables de champs prédéfinies ; $c(\bar{\varepsilon}^{pl}, \theta, f^\alpha)$ représente l'évolution de la cohésion du matériaux (durcissement ou ramollissement isotrope); $\bar{\varepsilon}^{pl}$ est la déformation plastique équivalente dont le taux s'exprime à l'aide de la relation : $\dot{\bar{\varepsilon}}^{pl} = \sigma : \dot{\varepsilon}^{pl}$ (c.-à.-d. travail plastique) et R_{mc} est une mesure de contrainte déviatorique définie comme :

$$R_{mc}(\Theta, \phi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \phi} \sin \left(\Theta + \frac{\pi}{3} \right) + \frac{1}{3} \cos \left(\Theta + \frac{\pi}{3} \right) \tan \phi \quad \text{B-14}$$

où Θ est l'angle polaire déviatorique (Chen et Han, 1988) défini comme : $\cos(3\Theta) = \left(\frac{r}{q} \right)^3$.

L'angle de frottement interne du matériau, ϕ , dans ce modèle peut également contrôler la forme de la surface d'état limite dans le plan déviatorique, tel qu'indiqué dans la Figure A2. 7. Cet angle peut varier à l'intérieur de l'intervalle: $0^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$. Dans le cas particulier où $\phi = 0^\circ$, le modèle de Mohr-Coulomb se réduit au modèle de Tresca qui est indépendant de la pression moyenne. De même, dans le cas où $\phi = 90^\circ$, le modèle de Mohr-Coulomb se réduit au modèle de Rankine "tension cut-off".

Dans le plan déviatorique à la Figure A2. 7, une section du modèle de Tresca est représentée par un hexagone régulier; et une autre section du modèle de Rankine est représentée par un triangle équilatéral.

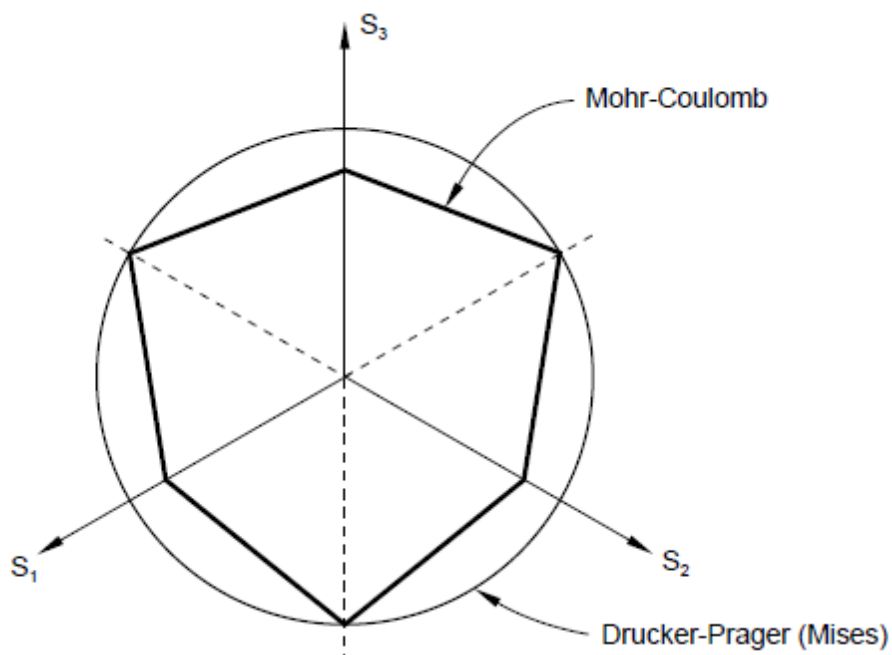


Figure A2. 6 : Le modèle de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

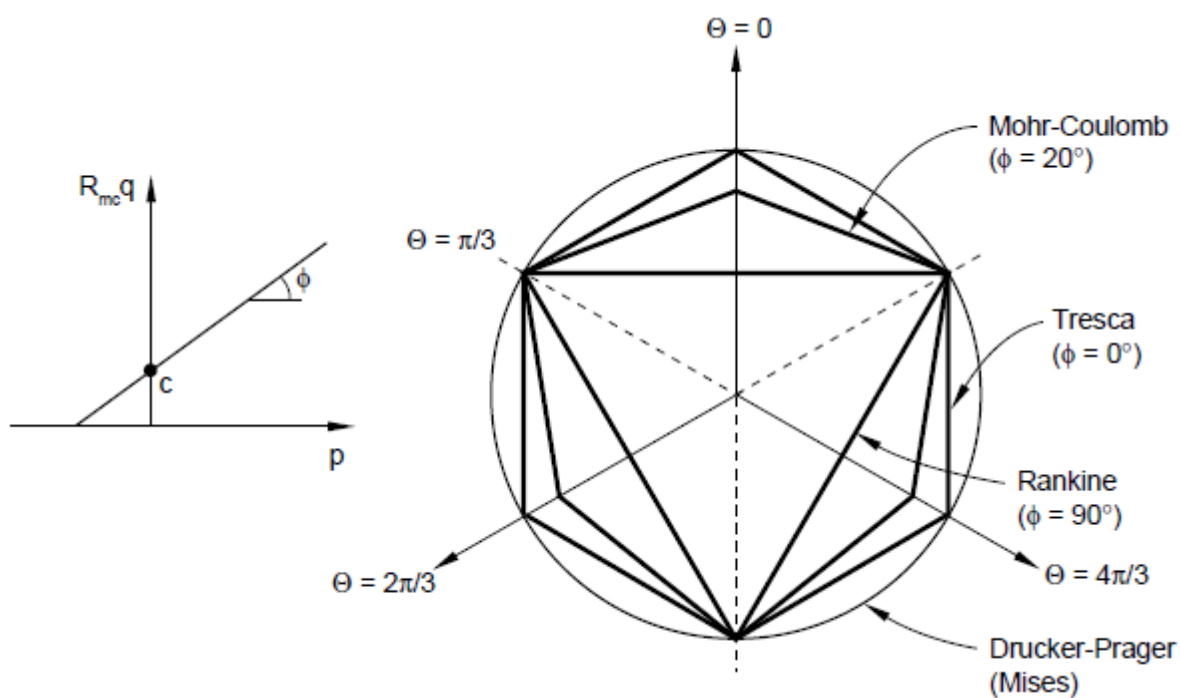


Figure A2. 7 : La surface d'état limite de Mohr-Coulomb les plans méridional et déviatorique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Règle d'écoulement : Dans le modèle de Mohr-Coulomb, les déformations plastique dérivent d'un potentiel d'écoulement, on a que :

$$d\varepsilon^{pl} = \frac{d\bar{\varepsilon}^{pl}}{g} \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad \text{B-15}$$

où $g = \frac{1}{c} \sigma : \frac{\partial G}{\partial \sigma}$ et G est le potentiel d'écoulement, choisi comme fonction hyperbolique dans le plan méridional de contraintes et une fonction elliptique dans le plan de contraintes déviatoriques. Ce potentiel d'écoulement peut s'écrire sous la forme :

$$G = \sqrt{(\varepsilon c|_0 \tan \psi)^2 + (R_{mw} q)^2} - p \tan \psi \quad \text{B-16}$$

où $\psi(\theta, f^\alpha)$ est l'angle de dilatation mesuré dans le plan p-R_{mw}q à haute pression de confinement, $c|_0 = c|_{\bar{\varepsilon}^{pl}=0}$ est la contrainte d'écoulement plastique initiale de cohésion, et ε est un paramètre appelé excentricité qui définit le taux pour lequel la fonction se rapproche de l'asymptote (c.-à.-d., le potentiel d'écoulement tend vers une ligne droite quand l'excentricité tend vers zéro). Le potentiel d'écoulement est une fonction continue et régulière dans le plan de contraintes méridional. Cette fonction se rapproche asymptotiquement d'un potentiel d'écoulement linéaire à haute pression de confinement et intercepte l'axe de pression hydrostatique à 90° (Figure A2. 8). Le potentiel d'écoulement est encore continu et régulier⁸⁴ dans le plan de contraintes déviatoriques (plan- π), la fonction elliptique utilisée par Menétry et William (1995) a été adoptée pour le modèle (Figure A2. 9) :

$$R_{mw}(\Theta, e) = \frac{4(1-e^2)\cos^2 \Theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2)\cos \Theta + (2e-1)\sqrt{4(1-e^2)\cos^2 \Theta + 5e^2 - 4e}} R_{mc}\left(\frac{\pi}{3}, \phi\right) \quad \text{B-17}$$

où Θ est l'angle polaire déviatorique qui a été déjà défini; $R_{mc}(\pi/3, \phi) = (3 - \sin \phi)/6 \cos \phi$ et e est un paramètre qui dépend de l'angle de frottement interne ϕ selon la relation :

⁸⁴ Smooth.

$$e = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi}$$

B-18

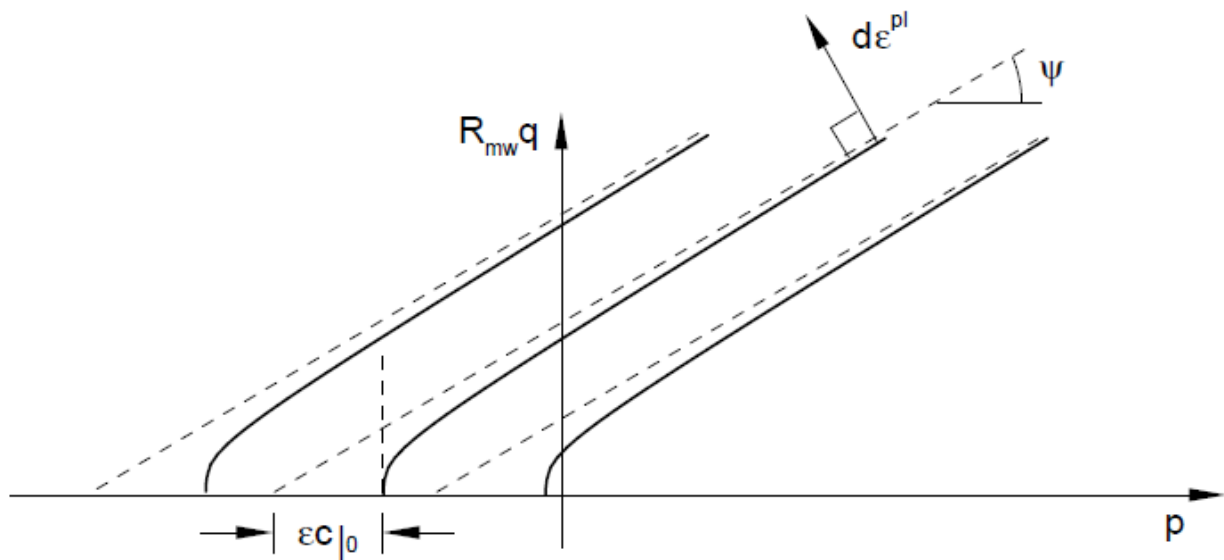


Figure A2. 8: B- 1: Une famille de potentiels d'écoulement hyperboliques dans le plan méridional (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

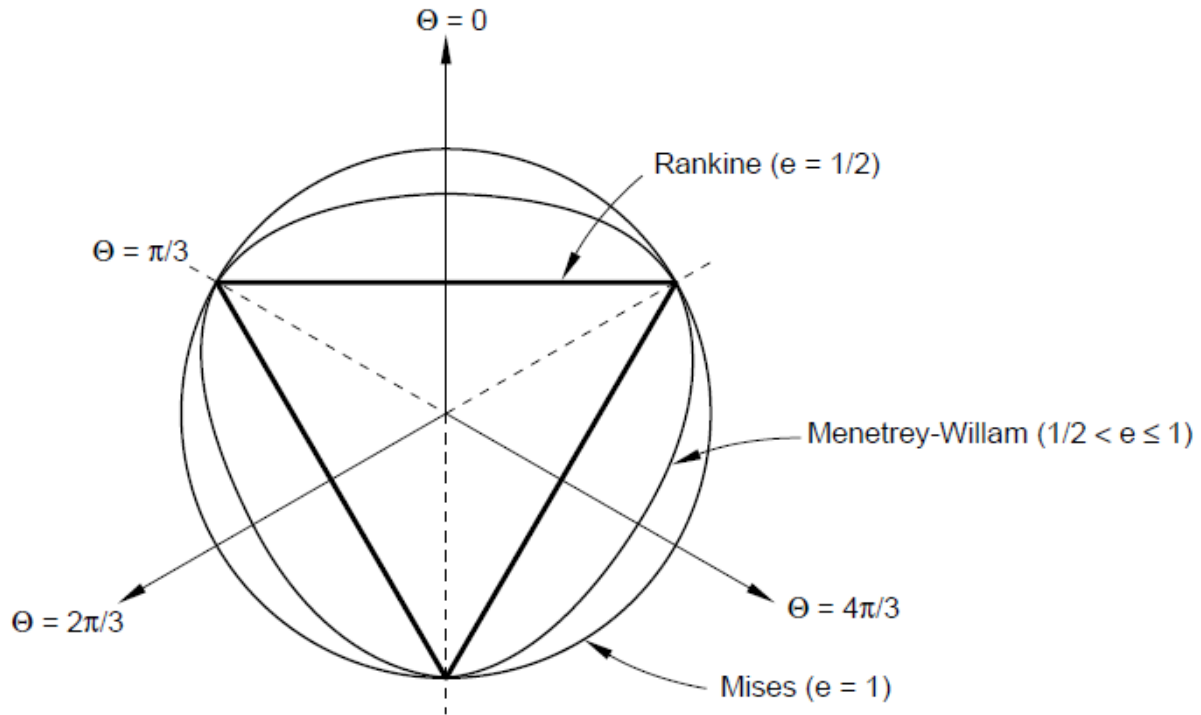


Figure A2. 9 : Le potentiel d'écoulement utilisé par Menetrey-William (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Le modèle de Cam Clay Modifié

Introduction :

Ce modèle en contraintes effectives a connu beaucoup de succès pour sa fiabilité dans les analyses numériques du processus de pénétration profonde des sondes dans les sols ainsi que dans l'analyse de la dissipation des pressions interstitielles.

Le modèle "clay plasticity" intégré dans ABAQUS/Standard est une extension des modèles de types états critiques développés par Roscoe et ses collègues à l'Université Cambridge (voir Schofield et Wroth, 1968 et Parry, 1972). Il décrit le comportement inélastique du matériau par une fonction d'état limite qui dépend des trois invariants de contraintes. Le modèle est basé sur

une règle d'écoulement associée, et sur une théorie de déformation avec écrouissage⁸⁵ qui peut changer les dimensions de la surface d'écoulement plastique dépendamment de la déformation volumique plastique. Dans le modèle original, on admet que le sol est saturé et que l'écoulement de l'eau suit la loi de Darcy. Ce modèle, quand il est utilisé dans Abaqus/Standard, exige que la partie élastique des déformations soit définie en utilisant soit le modèle élastique-linéaire, soit le modèle élastique poreux. La loi d'écrouissage du matériau peut être définie sous forme de segments linéaires ou bien sous forme exponentielle.

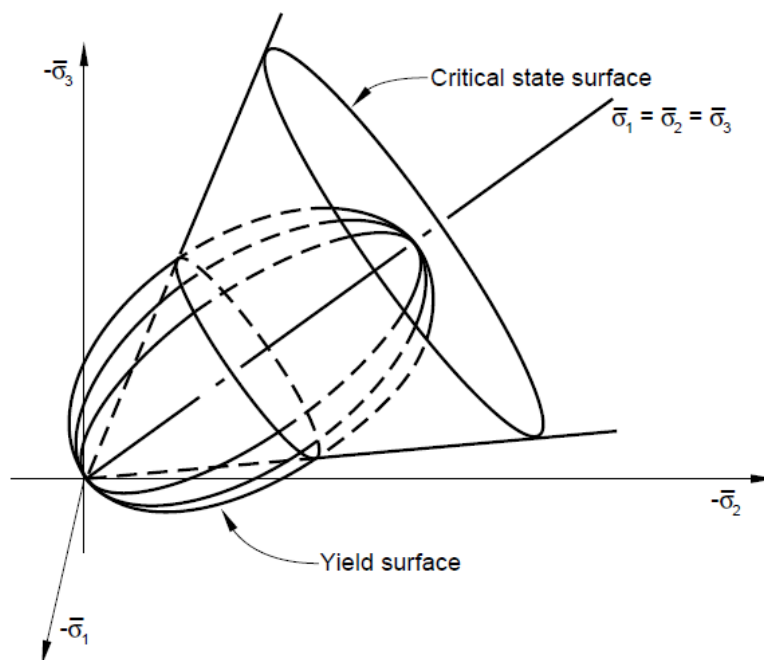


Figure A2. 10 : Surface d'état limite et critique du modèle Cam clay modifié (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

La surface d'état limite :

La Figure A2. 10 montre les surfaces d'état limite et critique du modèle Cam clay modifié. Dans l'espace des contraintes effectives, la surface d'état critique est supposée être un cône dont le sommet est l'origine et dont l'axe est la pression équivalente (p). Dans le modèle

⁸⁵ Hardening.

original de Cam clay, cette surface intercepte le plan π en un cercle, cependant dans le modèle de Cam clay modifié étendu intégré dans Abaqus/Standard, ce cercle a été étendu à une forme géométrique plus générale, tel que montré à la Figure A2. 2.

La courbe d'état limite du modèle intégré dans ABAQUS s'écrit sous la forme :

$$\frac{1}{\beta^2} \left(\frac{p'}{a} - 1 \right)^2 + \left(\frac{t}{Ma} \right)^2 - 1 = 0 \quad \text{B-19}$$

t étant une mesure de la contrainte déviatorique, définie dans le plan déviatorique de la façon suivante :

$$t = \frac{1}{2} q \left[1 + \frac{1}{k} - \left(1 - \frac{1}{k} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right] \quad \text{B-20}$$

- k est le rapport entre la contrainte d'écoulement dans un essai de tension triaxial et la contrainte d'écoulement dans un essai de compression triaxial. Ce rapport détermine la forme de la surface d'état limite dans le plan des contraintes déviatoriques principales (le "plan- π ": voir Figure A2. 2 :); ABAQUS/Standard exige que $0.778 \leq k \leq 1$ pour s'assurer que la surface d'état limite reste convexe. Une valeur de k égale à l'unité donne une forme circulaire et pour $k = 0.8$, on a la forme b (Figure A2. 2);

- p est la contrainte effective moyenne :

$$p = -\frac{1}{3} \text{trace } \sigma = -\frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad \text{B-21}$$

- q est la contrainte de Mises définie comme suit :

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} S : S} = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} = \sqrt{\frac{3}{2} S_{11}^2 + S_{22}^2 + S_{33}^2} \quad \text{B-22}$$

- Dans les conditions axisymétriques (c.-à.-d. $\sigma_2 = \sigma_3$), on a $q = \sigma_1 - \sigma_2$.

- r étant le troisième invariant :

$$r = \left(\frac{9}{2} S : S.S \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{9}{2} S_{ij} S_{ij} S_{ij} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{B-23}$$

- M est une constante qui définit la pente de la ligne d'état critique dans le plan $p-t$.
- β est une constante qui est égale à 1.0 dans le côté sec de la ligne d'état critique ($t > M.p$) mais peut être différente de 1.0 dans le côté humide de la ligne d'état critique. Dans le cas échéant où $\beta \neq 1$, on a une nouvelle ellipse du côté humide de la ligne d'état critique ; ceci veut dire qu'un "cap" plus serré est obtenu si $\beta < 1$ tel que montré à la Figure A2. 11.
- a est la contrainte moyenne à l'intersection de la ligne d'état critique et de la courbe d'état limite (Figure A2. 11).

Les paramètres M , β , et k sont définis par l'utilisateur et peuvent dépendre de la température θ et d'autres variables spécifiées f_i .

Dans le plan $p-t$ à la Figure A2. 11, la surface d'écoulement plastique est construite de deux arcs elliptiques : 1- le premier arc passe par l'origine de façon que la tangente à cet arc à l'origine fait un angle droit avec l'axe des pressions moyennes. Cet arc prend fin au point où il intercepte la ligne d'état critique; en ce point la tangente à cet arc sera parallèle à l'axe des pressions moyennes; et 2- le deuxième arc est une extension régulière du premier arc qui débute à partir du point d'intersection du premier arc avec la ligne d'état critique (mentionné en 1) et intercepte l'axe des pressions moyennes en un point d'arrivée tel que la tangente à cet arc en ce point fait un angle droit avec l'axe des pressions moyennes.

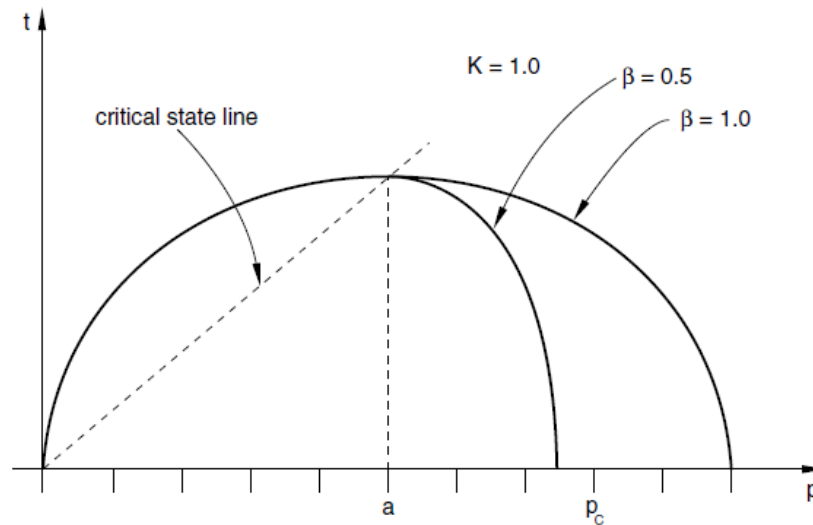


Figure A2. 11 : Modèle de Cam Clay Modifié intégré dans ABAQUS dans le plan p-t (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008a).

Loi d'écrouissage :

Le comportement de durcissement/ramollissement contrôle la taille de l'ellipse et dépend seulement de la composante de la déformation volumétrique plastique. Le compactage du sol par compression cause une augmentation de la taille de l'ellipse, cependant une augmentation du volume du squelette cause un rétrécissement de la taille de l'ellipse.

La Figure A2. 12 montre que pour $t > Mp$, le matériau dans un état plastique va subir un ramollissement dans le côté sec de l'état limite critique (dans le langage d'Abaqus, c'est la région située à gauche de la ligne d'état critique); alors que la Figure A2. 13 montre que pour $t < Mp$, le matériau dans un état plastique va subir un durcissement dans le côté humide de l'état limite critique (dans le langage d'Abaqus, c'est la région située à droite de la ligne d'état critique). Dans le cas d'une pression moyenne effective constante, les diagrammes contrainte-déformation sont dessinées (Figure A2. 12 : et Figure A2. 13) pour les deux cas précédemment discutés. Il est à conclure qu'à partir d'un état initial (défini par une ellipse initiale), un ramollissement ou un durcissement va commencer pour atteindre la ligne d'état critique où t garde une valeur constante (comportement parfaitement plastique).

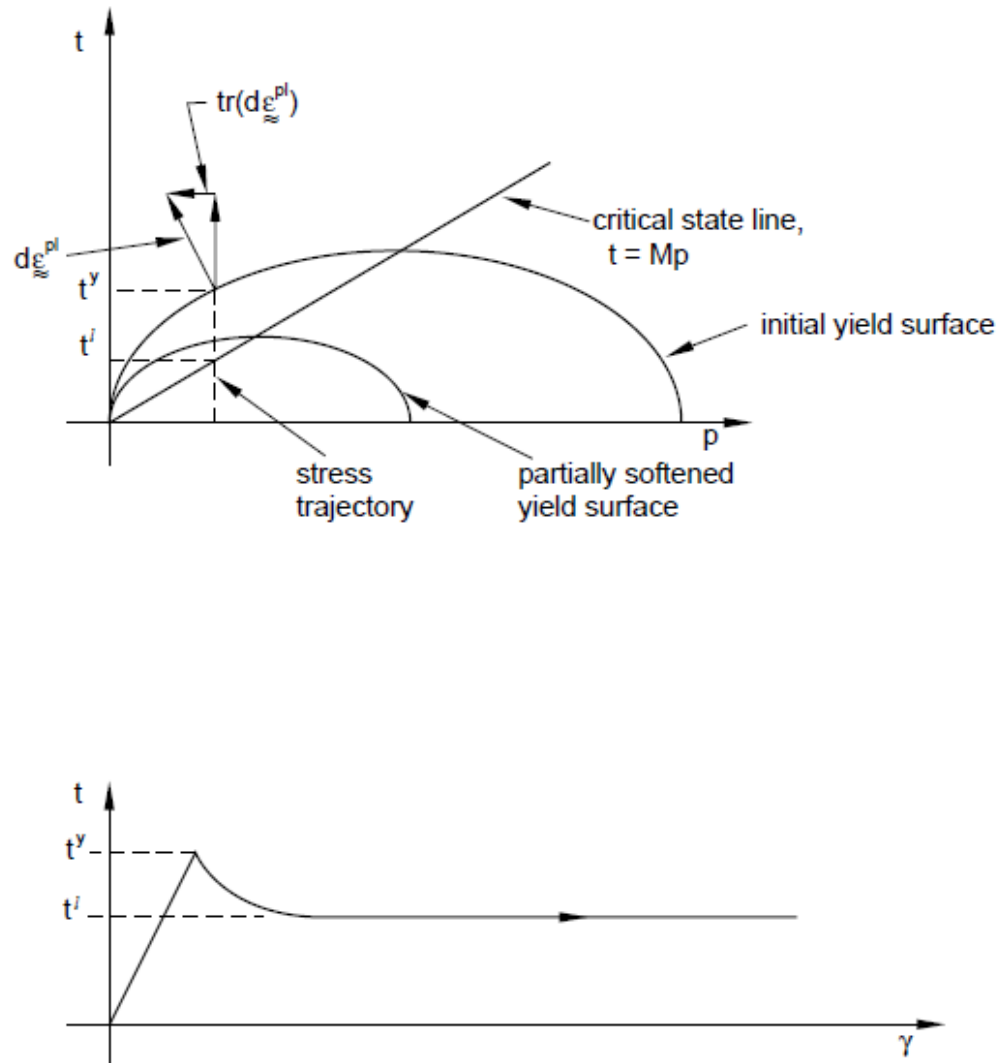


Figure A2. 12 : Comportement du matériau lors d'un essai de cisaillement du côté sec ($t > Mp$) de la ligne d'état critique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

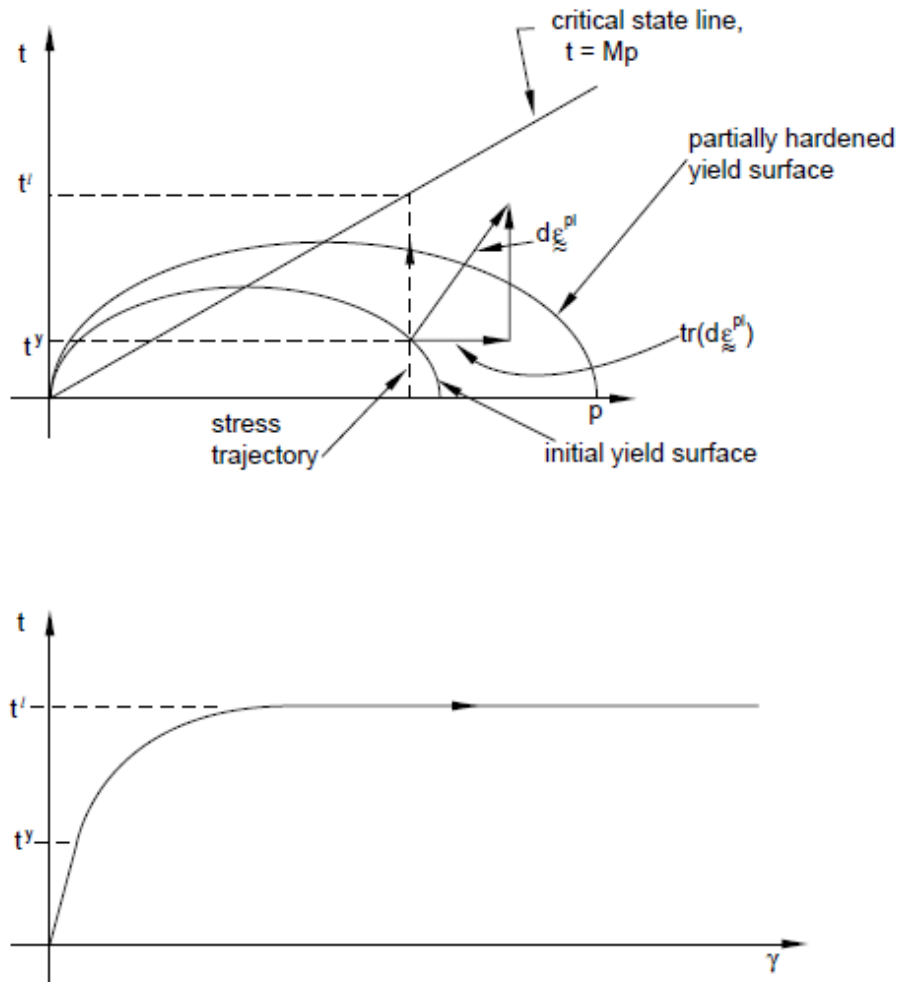


Figure A2. 13 : Comportement du matériau lors d'un essai de cisaillement du côté humide ($t > Mp$) de la ligne d'état critique (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Deux formes de la loi d'écrouissage sont intégrés dans ABAQUS : la forme exponentielle et la forme en segments linéaires.

Écrouissage en forme exponentielle :

La décomposition du changement du volume peut être écrite de la façon suivante :

$$J = J^g . J^{el} . J^{pl}$$

B-24

où J est le rapport du volume courant sur le volume original, J^g est le rapport du volume courant sur le volume original des grains solides, J^{el} est la partie élastique du rapport du volume courant sur volume original du volume du sol, et J^{pl} est la partie plastique du rapport du volume courant sur volume original du volume du sol. Les déformations volumétriques sont définies ainsi :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{vol} &= \ln J \\ \varepsilon_{vol}^{el} &= \ln J^{el} \\ \varepsilon_{vol}^{pl} &= \ln J^{pl}\end{aligned}$$

d'où d'après l'équation B-24, on a la décomposition suivante:

$$d\varepsilon_{vol} = d\varepsilon_{vol}^g + d\varepsilon_{vol}^e + d\varepsilon_{vol}^{pl} \quad \text{B-25}$$

Les dimensions (ou la taille) de la surface d'état limite à n'importe quel instant sont déterminées par la valeur initiale du paramètre d'écrouissage a_0 et par le paramètre a . L'évolution de ce paramètre caractérise le durcissement ou le ramollissement du matériau. D'autre part, il a été trouvé expérimentalement que dans la phase plastique, on a :

$$de = -\lambda d(\ln p)$$

L'intégration de cette équation et l'utilisation des équations B-24, A-3 et A-5 permet d'écrire :

$$a = a_0 \exp \left[(1 + e_0) \frac{1 - j^{pl}}{\lambda - \kappa j^{pl}} \right] \quad \text{B-26}$$

avec les définitions suivantes:

$j^{pl} = \exp(\varepsilon_v^p)$ est le changement de volume inélastique ;

$\kappa(\theta_i, f_i)$ est le coefficient de compression logarithmique du sol défini pour le comportement élastique poreux du matériau ;

$\lambda(\theta_i, f_i)$ est une constante de durcissement logarithmique définie pour le comportement plastique du matériau;

e_0 est l'indice des vides initial; et

a_0 est un paramètre d'écrouissage qui définit les dimensions initiales de la surface d'état limite (Figure A2. 10). Il définit la position de a au début de l'analyse. a_0 peut être défini indirectement en spécifiant e_1 (c.-à.-d. l'intersection de la ligne de consolidation vierge avec l'axe des indices des vides e dans le graphe de e versus $\ln p$; Figure A2. 14).

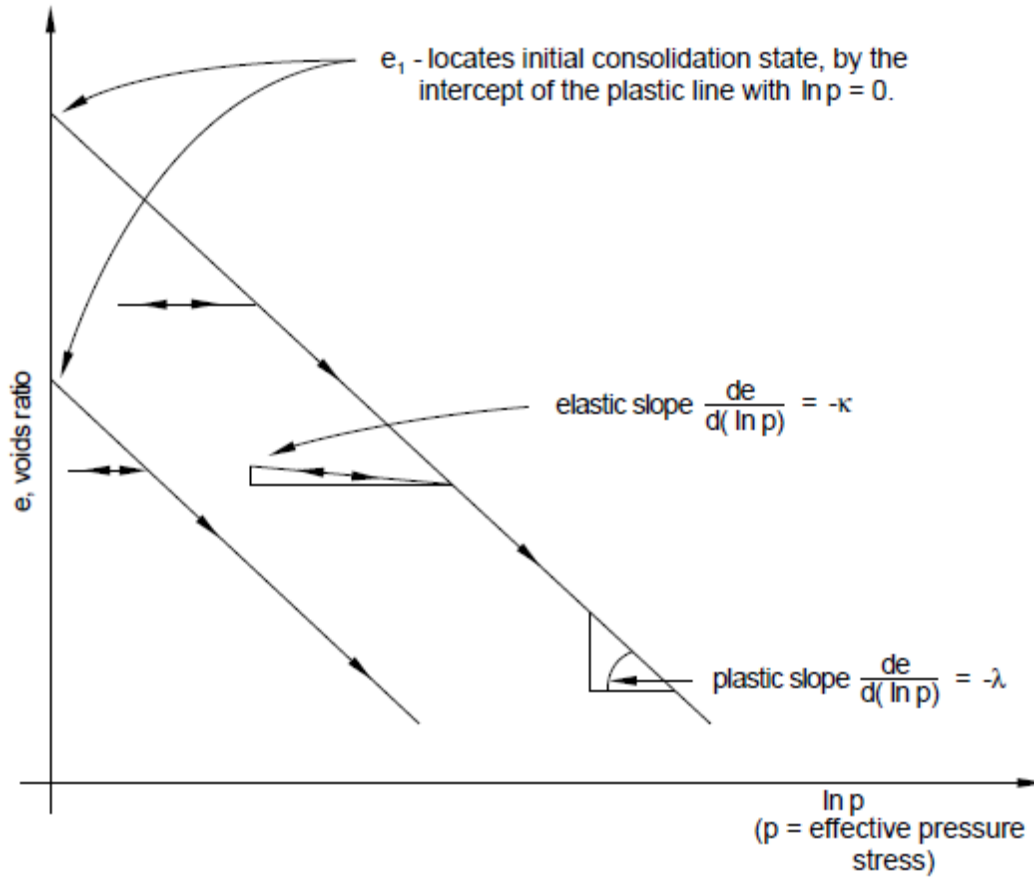


Figure A2. 14 : Comportement en compression pure du modèle d'argile (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Dans ces conditions, a_0 peut être évalué de la façon suivante :

$$a_0 = \frac{1}{2} \exp \left(\frac{e_1 - e_0 - \kappa \cdot \ln p_0'}{\lambda - \kappa} \right)$$

B-27

où p_0 est la valeur de la contrainte moyenne effective initiale.

Écrouissage en forme de segments linéaires :

Abaqus/Standard offre la possibilité de définir l'évolution de la ligne d'écoulement plastique (durcissement ou ramollissement) par une fonction en segments linéaires qui relie la contrainte d'écoulement plastique en compression hydrostatique p_c à la déformation volumique plastique ε_{vol}^{pl} (Figure A2. 15). La valeur de a sera déterminée par la formule suivante :

$$a = \frac{p_c}{(1 + \beta)} \quad \text{B-28}$$

où p_c est la pression de préconsolidation isotrope. Dans la Figure A2. 15, l'axe des déformations plastiques volumiques a une origine arbitraire, les termes $\varepsilon_{vol}^{pl}|_0$, $p_c|_0$, et a_0 sont respectivement : la déformation volumétrique initiale, la pression hydrostatatique initiale, et la taille initiale de la surface d'écoulement plastique.

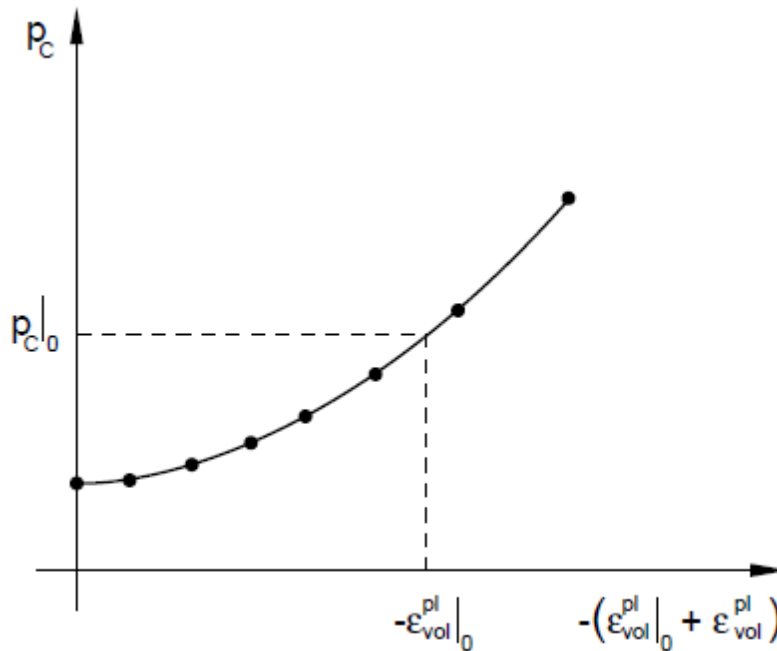


Figure A2. 15 : Courbe en segments linéaires d'écrouissage/ramollissement typique d'une argile (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2008b).

Plusieurs auteurs ont noté que le modèle de Cam clay modifié présente une imprécision dans le comportement des sols cohérents surconsolidés. À titre d'exemple, Legaspi (1996), a étudié numériquement l'influence du modèle Cam Clay Modifié (MCC) sur les contraintes et les déformations bidimensionnelles en fonction du temps. Dans le cas des semelles filantes (i.e., déformations planes) et circulaire fondées sur l'argile, l'auteur a comparé la capacité portante non drainée prédite à la solution plastique-rigide. Il a été trouvé qu'en utilisant le modèle MCC, un modèle écrouissable isotrope, la capacité portante non drainée est surestimée à l'exception des argiles surconsolidées ayant une haute rigidité.

Silvestri et Abou-Samra (2009) ont formulé analytiquement la relation contrainte-déformation du modèle Cam clay modifié dans le cas d'un cisaillement non drainé. L'expression de la déformation plastique déviatorique ε_q^p trouvée est la suivante :

$$\varepsilon_q^p = \frac{2\kappa\Lambda}{vM} \left\{ \tanh^{-1} \left(\frac{q}{Mp'} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{q}{Mp'} \right) \right\} \quad \text{B-29}$$

Dans le cas d'un module de cisaillement variable, la déformation plastique déviatorique ε_q^e s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon_q^e = \frac{2\kappa(1+\mu')M}{9v(1-2\mu')} \left\{ \left(\frac{q}{Mp'} \right) (1-2\Lambda) + 2\Lambda \tan^{-1} \left(\frac{q}{Mp'} \right) \right\} \quad \text{B-30}$$

De même, dans le cas d'un module de cisaillement constant, la déformation plastique déviatorique ε_q^e est égale à :

$$\varepsilon_q^e = \frac{2q\kappa}{3vp'_0} \quad \text{B-31}$$

où :

$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$ est la moyenne des contraintes effectives ;

M est la pente de la ligne d'état critique ;

dans un diagramme $v - \ln p'$, κ et λ sont respectivement les pentes de la courbe de gonflement (déchargement-rechargement) et de la ligne de compression vierge;

$$\Lambda = (\lambda - \kappa) / \lambda ;$$

$v = 1 + e$ est le volume spécifique; e = indice des vides;

p'_0 est la moyenne des contraintes effectives initiale;

$$q' = q = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \text{ est la contrainte déviatorique.}$$

Critère d'écoulement anisotrope de Hill :

Initialement, ce critère a été développé par Hill (1950) pour étudier la plasticité des métaux. Il est exprimé de la façon suivante :

$$f = \sqrt{J} - k = 0 \quad \text{B-32}$$

$$J = a_1 (\sigma_z - \sigma_x)^2 + a_2 (\sigma_y - \sigma_z)^2 + a_3 (\sigma_x - \sigma_y)^2 + a_4 \tau_{zx}^2 + a_5 \tau_{yz}^2 + a_6 \tau_{xy}^2$$

où k est une mesure de la résistance et les a_i ($i = 1, \dots, 6$) sont des constantes déterminées expérimentalement. Il est admis que dans les cas des sols consolidés à K_0 , l'anisotropie est transversale du fait de la symétrie rotationnelle autour de l'axe vertical et de la déposition horizontale des strates formant le sol. Subséquemment, les indices x et y sont identiques dans la formule B-32. De ce qui précède, on a que $a_1 = a_2$, $a_4 = a_5$ et $a_6 = 2(a_1 + 2a_3)$; en remplaçant ces termes dans l'équation B-32, on a :

$$J = a_1 \left[(\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 \right] + a_3 (\sigma_x - \sigma_y)^2 + a_4 (\tau_{zx}^2 + \tau_{yz}^2) + 2(a_1 + 2a_3) \tau_{xy}^2 \quad \text{B-33}$$

L'hypothèse de l'anisotropie transversale a permis de réduire le nombre des constantes du modèle à trois constantes indépendantes (c.-à.-d., a_1 , a_3 et a_4), k peut être sélectionné d'une façon arbitraire. Dans le cas où le matériau est isotrope et k est considérée comme la résistance au

cisaillement simple, on a que $a_1 = a_3 = 1/6$, $a_4 = 1$, et J devient le second invariant du tenseur des contraintes déviatoriques. Dans ce dernier cas, l'équation B-32 se réduit au critère de rupture de von Mises.